

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**“IMPLEMENTACIÓN DE POZO SUBTERRÁNEO PARA
MEJORAR EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN EL
C.P MALLARES”**

Presentado Por:

**Bach. Jesús Eduardo Quispe Ordinola
Bach. Alexandra Vanessa Villegas Alburqueque**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**Línea de Investigación: Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo
Sub Línea de investigación: Saneamiento e hidráulica**

Piura, Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA



Facultad de Ingeniería Civil

Escuela Profesional de
Ingeniería Civil



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**“IMPLEMENTACIÓN DE POZO SUBTERRÁNEO PARA
MEJORAR EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN EL C.P
MALLARES”**

Línea De Investigación: Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo

Sub Línea de Investigación: Saneamiento e Hidráulica

**LOS SUSCRITOS DECLARAMOS QUE EL PRESENTE
TRABAJO DE INVESTIGACIÓN ES ORIGINAL, EN CONTENIDO
Y FORMA.**

**Br. JESUS EDUARDO QUISPE
ORDINOLA
EJECUTOR**

**Br. ALEXANDRA VANESSA
VILLEGAS ALBURQUEQUE
EJECUTOR**

**Ing. CARLOS SILVA CASTILLO.
ASESOR**

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS

Yo: Alexandra Vanessa Villegas Alburqueque identificado con DNI N° 75499304, en la condición de egresado, de la Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil y domicilio en Calle Transversal Salaverry N°418, Distrito de Sullana, Provincia de Sullana y Departamento de Piura, con Celular N° 945946234 Email: vane_piscis28@hotmail.com

Yo: Jesús Eduardo Quispe Ordinola identificado con DNI N° 46208113, en la condición de egresado, de la Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil y domicilio en urbanización Santa Rosa Distrito de Sullana, Provincia de Sullana y Departamento de Piura, con Celular N° 994876514 Email: ingordinola@gmail.com

DECLARO BAJO JURAMENTO: que el trabajo de investigación que presento a la Oficina Central de Investigación (OCIN), es original, no siendo copia parcial ni total de un trabajo de investigación desarrollado, y/o realizado en el Perú o en el Extranjero, en caso de resultar falsa la información que proporciono, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Art. N° 411, del código Penal concordante con el Art. 32° de la Ley N° 27444, y Ley del Procedimiento Administrativo General y las Normas Legales de Protección a los Derechos de Autor.

En fe de lo cual firmamos la presente.



Piura, Setiembre del 2019


Alexandra Vanessa Villegas Alburqueque
DNI N° 75499304


Jesús Eduardo Quispe Ordinola
DNI N° 46208113

Artículo 411.- El que, en un procedimiento administrativo, hace una falsa declaración en relación con hechos o circunstancias que le corresponde probar, violando la presunción de veracidad establecida por ley, será reprimido con pena privativa de libertad no menor de uno ni mayor de cuatro años.

Art. 4. Inciso 4.12 del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales –RENATI Resolución de Consejo Directivo N° 033-2016-SUNEDU/CD

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA



Facultad de Ingeniería Civil
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**CONFORMIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
EL JURADO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN
DENOMINADO:**

**“IMPLEMENTACIÓN DE POZO SUBTERRÁNEO PARA
MEJORAR EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN EL C.P
MALLARES”**

Línea de Investigación: Ingeniería Civil, Arquitectura y Urbanismo
Sub Línea de Investigación: Saneamiento e Hidráulica

ES APROBADO EN CONTENIDO Y FORMA, POR:



Dr. Ing. EDWIN OMAR VENCES MARTINEZ
PRESIDENTE



Mg. Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA
SECRETARIO



Ing. LUIS ALBERTO BENITES AVALOS
VOCAL

ACTA DE SUSTENTACION



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Dirección de la Unidad de Investigación
Mg. Ing. Carlos Javier Silva Castillo



ACTA DE EVALUACIÓN DEL INFORME DE INVESTIGACIÓN

Los miembros del jurado calificador del informe de investigación denominado "IMPLEMENTACIÓN DE POZO SUBTERRÁNEO PARA MEJORAR EL SUMINISTRO DE AGUA POTABLE EN EL C.P MALLARES", presentado por los bachilleres VILLEGAS ALBURQUEQUE ALEXANDRA VANESSA Y QUISPE ORDINOLA JESÚS EDUARDO, participantes del Programa de Actualización para Titulación Profesional en la Especialidad de Ingeniería Civil Versión XVII 2019, asesorado por el Mg.Ing. Carlos Javier Silva Castillo. Revisado y absueltas las observaciones formuladas por el jurado calificador, lo declaran:

Aprobado

Con la nota:

Dr. Ing. EDWIN OMAR VENCES MARTÍNEZ	<u>16</u>
Mg Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA	<u>16</u>
Ing. LUIS ALBERTO BENITES AVALOS	<u>16</u>

Piura, 22 de agosto de 2019


Dr. Ing. EDWIN OMAR VENCES MARTÍNEZ
PRESIDENTE-JURADO CALIFICADOR


Mg Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA
SECRETARIO-JURADO CALIFICADOR


Ing. LUIS ALBERTO BENITES AVALOS
VOCAL-JURADO CALIFICADOR

DEDICATORIA

Por Br. Quispe Ordinola Jesús Eduardo.

A Dios, Dedicado a mis padres Eduardo y Vilma a mis hermanos Wilmer y Jhonathan por sus apoyos constantes en mí Perseverancia, una deuda infinita a mi familia como los seres más queridos que la vida me ha brindado.

Dios los proteja y bendiga siempre.

Por Br. Alexandra Vanessa Villegas Alburquerque.

Dedico este trabajo a mi familia, por estar siempre a mi lado motivando a continuar y surgir ante los momentos difíciles.

A mi padre: por enseñarme con su ejemplo a ser fuerte y enfrentar sola los problemas que surgen.

A mi madre: por su aliento y apoyo ante las diferentes circunstancias atravesadas.

A mis hermanos Fátima, William y Piero: por su comprensión y aliento entregado a diario.

A mi Abuelo Miguel: por celebrar conmigo día a día cada logro obtenido.

Dios los proteja y bendiga siempre.

AGRADECIMIENTOS

Por Br. Quispe Ordinola Jesús Eduardo
A Dios, A mis padres Eduardo y Vilma
a mis hermanos Wilmer y Jhonathan por sus
apoyos constantes en mí Perseverancia, una
deuda infinita a mi familia como los seres
más queridos que la vida me ha brindado.

Por Br. Alexandra Vanessa Villegas
Alburqueque.

Agradecimiento a Dios desde lo más
profundo de mi corazón, a mi familia, por su
motivación y ayuda que me brindaron
durante todo el desarrollo de mi carrera
profesional y a la Universidad Nacional de
Piura por la calidad de enseñanza impartida a
través de los docentes.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS.....	xiv
ÍNDICE DE IMÁGENES.....	xv
ÍNDICE DE ANEXOS	xvi
RESUMEN.....	xv
ii	
ABSTRACT.....	
xviii	
INTRODUCCIÓN.....	1
I. ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA	2
1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	2
1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. Objetivo general.	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	3
1.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4.1. Delimitación espacial.	3
1.4.2. Delimitación temporal.	3
II. MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	4
2.2. BASES TEÓRICAS	5
2.2.1. Ciclo hidrológico.	5
2.2.1.1. Componentes del ciclo hidrológicos.....	5
2.2.2. Sistema Hidrológico.	6
2.2.3. Aguas subterráneas.....	6
2.2.4. Sistema de agua potable.	7
2.2.4.1. Sistema de abastecimiento de agua por gravedad.	7
2.2.4.2. Sistema de abastecimiento de agua por bombeo.	8
2.2.5. Relación acuífera rio.....	8
2.2.6. Usos del agua potable.	8
2.2.7. Ventajas de las captaciones subterráneas.	9
2.2.7.1. Utilización de agua potable.	9
2.2.7.2. Utilización de industrias.	10
2.2.7.3. Utilización en agricultura.	10
2.2.8. Prospección de aguas subterráneas.....	11
2.2.8.1. Etapas principales de un proyecto de prospección de aguas subterráneas.	11

2.2.9.	Mapas geológicos.	12
2.2.10.	Inventario de pozos y puntos de agua.	13
2.2.11.	Mapas topográficos.	14
2.2.12.	Diseño de pozos.	15
2.2.13.	Profundidad.	16
2.2.14.	Entubado.	16
2.2.15.	Zona de admisión de agua en los pozos.	17
2.2.16.	Tipos de rejilla.	18
2.2.16.1.	Rejilla de ranura continua.	18
2.2.17.	Diseño de filtros de grava.	18
2.2.18.	Construcción de pozos.	19
2.2.18.1.	Métodos de perforación.	19
2.2.18.2.	Persecución por cable.	19
2.2.18.2.1.	Perforación rotatoria con circulación invertida.	23
2.2.19.	Desarrollo del pozo.	25
2.2.19.1.	Chorros de alta velocidad.	25
2.2.20.	Equipo de bombeo.	26
2.2.20.1.	Selección de la bomba	27
2.2.20.1.1.	Caudal de diseño óptimo.	28
2.2.20.1.2.	Potencia del equipo de bombeo.	29
2.2.20.1.3.	Número de unidades de bombeo.	29
2.2.20.1.4.	Tipos de bombas para el proyecto presentado	29
2.2.20.1.5.	Bombas centrífugas verticales.	29
2.2.20.1.6.	Bombas sumergibles	30
2.2.21.	Línea de impulsión o conducción.	31
2.2.21.1.	Diseño de línea de impulsión o conducción por bombeo.	32
2.2.21.1.1.	Criterios y parámetros de diseño.	32
2.2.21.1.2.	Caudal de diseño.	32
2.2.21.1.3.	Tuberías	32
2.2.21.1.4.	Selección de diámetros.	33
2.2.21.1.5.	Velocidad y presión.	33
2.2.21.1.6.	Clase y material de tuberías.	33
2.2.21.1.7.	Pendientes mínimas.	34
2.2.21.1.8.	Perdida de carga en las tuberías.	34
2.2.21.1.9.	Altura dinámica total (HT).	35
2.2.22.	Golpe de Ariete.	36
2.2.22.1.	Valor de celeridad.	37

2.2.22.2.	Tiempo de cierre de la válvula y tiempo de parada de bombas. Cierre lento y cierre rápido.....	38
2.2.22.3.	Método práctico para el cálculo del golpe de ariete	39
2.2.22.3.1.	Cierre rápido.	40
2.2.22.3.2.	Cierre lento.	40
2.2.23.	Accesorios y válvulas.	40
2.2.23.1.	Válvulas de aire – ventosas (evacuación y admisión de aire).	41
2.2.23.2.	Válvulas de purga.	41
2.2.23.3.	Válvulas de Seccionamiento.....	41
2.3.	GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS	42
2.3.1.	Acuíferos.	42
2.3.2.	Acuíferos confinados.....	42
2.3.3.	Acuíferos libres.....	42
2.3.4.	Acuíferos semiconfinados.	42
2.3.5.	Agua Potable.....	43
2.3.6.	Captación de agua subterránea.	43
2.3.7.	El sistema de bombeo.	43
2.3.8.	Hidrogeología.	43
2.3.9.	Permeabilidad.	43
2.3.10.	Poros.	44
2.3.11.	Porosidad.	44
2.3.12.	Pozo.	44
2.4.	MARCO REFERENCIAL	45
2.5.	HIPÓTESIS	45
III.	MARCO METODOLÓGICO	46
3.1.	ENFOQUE Y DISEÑO	46
3.2.	SUJETO DE LA INVESTIGACIÓN	46
3.2.1.	Antecedentes.....	46
3.2.2.	Ubicación política y geográfica del proyecto.	47
3.2.2.1.	Ubicación geográfica.....	47
3.2.2.2.	Limites.	48
3.1.1.	Aspectos climáticos.	48
3.1.1.1.	Clima.	48
3.1.1.2.	Temperatura.....	48
3.1.2.	Topografía de la zona.	48
3.1.3.	Aspecto económico.....	48

3.1.4.	Población directamente beneficiada.	49
3.1.5.	Aspecto socio-económicos.	49
3.1.6.	Vivienda.....	49
3.1.7.	Servicios Básicos.....	49
3.1.7.1.	Servicio de Agua y Desagüe.....	49
3.1.7.2.	Servicio de Alcantarillado.	50
3.1.7.3.	Servicio de Energía Eléctrica	50
3.2.	MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS	50
3.2.1.	Estudios de geología e hidrogeología de la cuenca.	50
3.2.1.1.	Características generales de la cuenca del rio chira.	50
3.2.1.1.1.	Ubicación.....	50
3.2.1.1.2.	Área de drenaje.....	50
3.2.1.1.3.	Nacimiento.....	50
3.2.1.1.4.	Afluente.	51
3.2.1.2.	Aguas subterráneas en el Valle del Chira.....	51
3.2.1.3.	Distribución mensual de la lluvia en la zona del Chira.	52
3.2.1.4.	Promedio anual de precipitación.	53
3.2.1.5.	Promedio anual de temperatura.	54
3.2.2.	Estudio topográfico.....	54
3.2.2.1.	Metodología utilizada.	54
3.2.2.1.1.	Fase de campo.	54
3.2.2.1.2.	Fase de gabinete.....	55
3.2.2.1.3.	Geodesia.	55
3.2.2.2.	Actividades.	55
3.2.2.2.1.	Recopilación de Información.....	55
3.2.2.2.2.	Reconocimiento de Terreno.....	55
3.2.2.2.3.	Documentación de la Poligonal.	55
3.2.2.2.4.	Mediciones Topográficas en campo.	55
3.2.2.2.4.1.	Toma de datos Poligonal de apoyo.....	55
3.2.2.2.4.2.	Señalización.....	56
3.2.2.2.4.3.	Toma de datos GPS.	56
3.2.2.2.4.4.	Toma de datos Levantamiento de detalles.....	56
3.2.2.2.4.5.	Observación	56
3.2.2.2.4.6.	Calculo de la Altimetría.....	57
3.2.3.	Parámetros para la formulación de perfiles de saneamiento.	58
3.2.3.1.	Periodo de diseño.....	58
3.2.3.2.	Población.	58

3.2.3.3.	Dotación de Agua.	58
3.2.3.4.	Variaciones de Consumo.	58
3.2.3.5.	Demanda Contra incendio	58
3.2.4.	Dotaciones según el RNE OS.100 (consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria).	59
3.2.5.	Caudales de diseño.	59
3.2.5.1.	Caudal Promedio (Qp).....	59
3.2.5.2.	Caudal máximo diario (Qmd).....	59
3.2.5.3.	Caudal máximo horario (Qmh).....	59
3.2.6.	Volumen de almacenamiento.	60
3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	60
3.3.1.	Recolección de datos.	60
3.3.1.1.	Análisis del crecimiento poblacional.....	60
3.3.1.2.	Periodos de diseño	61
3.3.1.3.	Los periodos de diseño máximos recomendables, son los siguientes:	61
3.3.1.4.	Poblacional actual.....	61
3.3.1.5.	Dotación.....	61
3.3.2.	Población futura.....	62
3.3.2.1.	Método Geométrico.	62
3.3.3.	Caudales de diseño encontrados.	62
3.3.3.1.	Caudal Promedio (Qp).....	62
3.3.3.2.	Caudal máximo diario (Qmd).....	62
3.3.3.3.	Caudal máximo horario (Qmh).....	63
3.3.4.	Volúmenes calculados.	63
3.3.4.1.	Volumen de almacenamiento.	63
3.3.4.2.	Volumen de reserva.	63
3.3.4.3.	Volumen total:	63
3.3.5.	Calculo del requerimiento mínimo del acuífero.	63
3.3.5.1.	Caudal de bombeo.	63
3.3.6.	Evaluación de pozo existente en un radio de 500mm, del punto a perforar.	63
3.3.7.	Calculo del diámetro de tubería de impulsión.	64
3.3.7.1.	Caudal Promedio (Qp).....	64
3.3.7.2.	Caudal máximo diario (Qmd).....	65
3.3.7.3.	Caudal máximo horario (Qmh).....	65
3.3.7.4.	Caudal de bombeo(Qb).....	65
3.3.7.5.	Calculo de potencia de bomba.....	65

3.3.7.6.	Diámetro de tubería.	65
3.3.8.	Calculo de la altura dinámica total.	65
3.3.8.1.	Calculamos la pérdida de cargas.	66
3.3.9.	Calculo del golpe de Ariete.	66
3.4.	ASPECTOS ÉTICOS	67
3.4.1.	Identificación de impactos.....	67
3.4.1.1.	Actividades previas a la construcción de la obra.....	67
3.4.1.2.	Actividades durante la etapa de construcción.....	67
3.4.1.3.	Actividades en la etapa final de la obra o etapa de operación y mantenimiento.....	68
3.4.2.	Acciones preventivas y acciones correctivas.....	68
3.4.2.1.	En relación con el medio físico inerte - recursos hídricos superficiales y subterráneos.....	68
3.4.2.2.	En relación con el medio físico inerte - calidad del aire.	69
3.4.2.3.	En relación con el medio físico inerte - contaminación sonora.....	69
3.4.2.4.	En relación con el medio físico inerte – suelo.....	69
3.4.2.5.	En relación con el medio físico biótico-flora.	69
3.4.2.6.	En relación con el medio físico biótico-fauna	70
3.4.2.7.	En relación con el medio físico perceptual – paisaje.....	70
3.4.2.8.	En relación con el factor población - salud y seguridad.....	70
3.4.2.9.	En relación con el factor población - ocupación laboral.	70
3.4.2.10.	En relación con el factor población - interacciones sociales.	70
IV.	RESULTADO Y DISCUSIÓN	71
4.1.	RESULTADOS	71
4.2.	DISCUSIÓN	73
V.	CONCLUSIONES	74
VI.	RECOMENDACIONES.	75
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
ANEXOS.....		77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Diámetro de entubados recomendados.	16
Tabla 2.2 Coeficiente de Hazen- Williams para algunos materiales	34
Tabla 2.3. Valores de K para hallar la celeridad.	37
Tabla 2.4. Valores del coeficiente C según Mendiluce.	39
Tabla 2.5. Valores del coeficiente K según Mendiluce.	39
Tabla 2.6. Indicadores para hallar la sobrepresión por golpe de ariete.....	39
Tabla 2.7. Valores de permeabilidad y capacidad de drenaje.....	43
Tabla 2.8. Valores de permeabilidad en diferentes terrenos naturales	44
Tabla 3.1. Población censada por sexo – Centro Poblado de Mallares	49
Tabla 3.2. Viviendas Censadas – Centro Poblado de Mallares	49
Tabla 3.3. Inventario de captaciones en la cuenca del Rio Chira	52
Tabla 3.4. Distribución mensual de la lluvia	52
Tabla 3.5. Determinación de la precipitación media anual - Cuenca del Rio Chira.....	53
Tabla 3.6. Promedio Anual de temperatura	54
Tabla 3.7. Topografía desde punto inicial de pozo a perforar-hacia punto final de reservorio	57
Tabla 3.8. Dotaciones para zonas urbanas	59
Tabla 3.9. Dotaciones para las tres regiones.....	59
Tabla 3.10. Análisis de crecimiento poblacional	61
Tabla 3.11. Población censada por sexo – Centro Poblado de Mallares	61
Tabla 4.1. Caudales para un periodo de diseño de 10 años.	71
Tabla 4.2. Volúmenes para un periodo de diseño de 10 años.....	71
Tabla 4.3. Caudal del acuífero para un periodo de diseño de 10 años.....	71
Tabla 4.4. Características identificadas del pozo existente.....	71
Tabla 4.5. Características del equipo de bombeo.....	72
Tabla 4.6. Cálculos del golpe de Ariete, para un periodo de diseño de 20 años.....	72
Tabla 4.7. Caudales de la tubería de impulsión, para un periodo de diseño de 20 años.	72

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 2.1. Ciclo hidrológico.	5
Imagen 2.2. Componentes del ciclo hidrológico	6
Imagen 2.3. Representación del sistema hidrológico.....	6
Imagen 2.4. El agua subterránea como parte del ciclo hidrológico	7
Imagen 2.5. Captación Subterránea	9
Imagen 2.6. Agua subterránea para uso agrícola	10
Imagen 2.7. Etapas en un proceso de exploración de aguas subterráneas	12
Imagen 2.8. Formaciones superficiales de una zona del Oriente Antioqueño	13
Imagen 2.9. Mapa de isopiezas Valle de San Nicolás	14
Imagen 2.10. Patrones de drenaje	14
Imagen 2.11. Rejilla continua	18
Imagen 2.12. Circulación. del agua	18
Imagen 2.13. Diseño de las aberturas de la rejilla para un pozo desarrollado naturalmente.....	19
Imagen 2.14. Equipo de perforación a percusión.	20
Imagen 2.15. Partes de la porción inferior de un trépano y criterios para su selección.	20
Imagen 2.16. Cucharas de limpieza en sondeos a percusión.	22
Imagen 2.17. Equipo de perforación a rotación con circulación directa.....	23
Imagen 2.18. Broca tricono para perforación rotatoria con circulación directa	23
Imagen 2.19. Sistema de perforación invertida.	24
Imagen 2.20. Broca para perforación rotatoria inversa.....	24
Imagen 2.21. Principio en que se basa el desarrollo natural de un pozo. Mediante el proceso las partículas finas son eliminadas de la formación	25
Imagen 2.22. Dispositivo de chorro horizontal para desarrollo de pozos.....	26
Imagen 2.23. Bomba turbina de tres etapas.	27
Imagen 2.24. Descarga óptima.....	28
Imagen 2.25. Bombas centrifugas de eje vertical.	30
Imagen 2.26. Bombas sumergibles.	31
Imagen 2.27. Línea gradiente hidráulica de la línea de impulsión	36
Imagen 2.28. Valores del coeficiente C en función de la pendiente hidráulica (m).	38

Imagen 2.29. Acuífero	42
Imagen 2.30. Tipos de acuíferos	42
Imagen 2.31. Representación de los poros en el suelo.	44
Imagen 2.32. Construcción de un Pozo (excavación, propulsión, perforación)	45
Imagen 3.1 Ubicación del Centro Poblado de Mallares en el Distrito de Marcavelica, en la provincia de Sullana y en el departamento de Piura.	47
Imagen 3.2 Afluentes principales del Rio Chira.....	51
Imagen 3.3 Variación de la precipitación media mensual en mm.	53

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 01. Línea de impulsión del proyecto.....	77
Anexo 02. Topografía realizada en campo de la línea de impulsión.....	78

RESUMEN

El desarrollo de esta investigación tiene como objetivo proponer técnicamente, el estudio definitivo para el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable, mediante la implementación de un pozo subterráneo en el centro poblado de Mallares, distrito de Marcavelica, provincia de Sullana. Teniendo en cuenta las normas nacionales y la experiencia adquirida de trabajos desarrollados y ejecutados dentro de la Región.

Mediante la implementación de un pozo subterráneo como alternativa de solución, para mejorar el abastecimiento actual de agua potable en el C.P, aprovechando la procedencia de aguas subterráneas de distintas fuentes, que llegan al punto de captación propuesto.

Obteniendo como resultado el diseño del sistema, para mejorar el abastecimiento de agua. Tomando como base el punto de captación, implementando un pozo subterráneo, un sistema de bombeo y una línea de impulsión que llega al reservorio elevado existente para su próxima distribución a través de la red de agua de conexiones existentes.

Palabras claves:

Caudal, abastecimiento, agua potable, pozo, aguas subterráneas.

ABSTRACT

The objective of this research is to propose, technically, the definitive study for the improvement of the potable water supply system, through the implementation of an underground well in the town of Mallares, district of Marcavelica, province of Sullana. Taking into account the national standards and the experience acquired from works developed and executed within the Region.

Through the implementation of an underground well as an alternative solution, to improve the current supply of drinking water in the C.P, taking advantage of the source of groundwater from different sources, which reach the proposed collection point.

Obtaining as a result the design of the system, to improve the water supply. Taking as a base the point of capture, implementing an underground well, a pumping system and a line of impulsion that arrives at the existing elevated reservoir for its next distribution through the water network of existing connections.

Keywords:

Flow, supply, drinking water, well, groundwater.

INTRODUCCIÓN

El distrito de Marcavelica, ubicado en la provincia de Sullana, departamento de Piura, presenta situaciones de carencia en el suministro básico de agua potable, esto ha llevado que en zonas más retiradas la población consuma agua de fuentes superficiales, que por lo general son contaminadas.

La crisis de abastecimiento se agudiza en los pueblos jóvenes, pagando un precio excesivo por el agua, la cual es distribuida por cisternas que no garantizan su potabilización. Causando graves problemas de salud, que afectan sobre todo a la población más vulnerable: la infantil.

En Piura, las estadísticas aproximan, que cerca del 20% de la población no tiene agua potable (INEI), cuando deberíamos tener el 100% de acceso, con una continuidad de por lo menos el 75% en todas las zonas. El abastecimiento depende, en gran medida, del sistema de alcantarillado, que apenas llega al 55% de la población (Echevarría, 2016).

Una de las principales causas del desabastecimiento de agua potable en el centro poblado de Mallares, se debe a que se encuentra distanciado de 15 Km de la planta ubicado en el lado Este de Sullana, a esto se le suma la insuficiente capacidad de volumen de producción, lo que genera una racionalización extrema del servicio, pues esta no ha garantizado un buen funcionamiento de manera continua a los centros poblados y anexos.

Por ello es fundamental encontrar nuevas formas de mejorar el sistema actual y con ello la calidad de vida de los pobladores.

Se puede considerar que las zonas rurales de la región costera, presentan las condiciones técnicas favorables, para que las poblaciones pequeñas y medianas puedan servirse de pozos de aguas subterráneas, que cumplan con los estándares aceptables por el MINSA.

Como vemos, en el Perú no tenemos problemas de escasez o falta de agua sino de abastecimiento. Por ello, con lo mencionado anteriormente y con el propósito de mejorar el suministro de agua y así la calidad de vida de la población, el presente trabajo de investigación brindará el estudio definitivo para el mejoramiento del suministro de agua potable mediante la implementación de un pozo subterráneo, el cual contará con un sistema de captación, aplicando bombas sumergibles y una línea de impulsión para lograr así la mejora del suministro de agua potable en el centro poblado de Mallares.

I. ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

El acceso al servicio de agua potable en el Perú ha aumentado en los últimos cinco años de 80,9% (2012) a 87,8% (2017). Es un avance importante, sin embargo, aún hay millones de peruanos que carecen de estos beneficios (Ausejo, F, 2018).

En comparación con otros países de la región, el Perú tiene "un retraso importante" en la cobertura de este servicio. Ya que a nivel rural solo el 67% de la población accede de manera directa a una red de abastecimiento y aún la mayoría de personas recurren a camiones cisternas para poder obtener este recurso hídrico (Ausejo, F, 2018).

En la provincia de Sullana los problemas de corte del suministro de agua, se dan por días en temporadas donde el reservorio de Poechos se ve afectado por la sequía.

Si bien es cierto, Sullana y algunos distritos tienen su planta de tratamiento en el lado este de la provincia, pero su capacidad de producción de agua potable es insuficiente, lo que genera que los distritos que abastece tengan una racionalización extrema del servicio, afectando así al centro poblado de "Mallares" lugar en donde se desarrolló el proyecto, el cual es abastecido por 2 a 4 horas de cada 12 a 15 días. Causando que la población almacene el agua en depósitos por más de 10 días, creando un foco de enfermedades que afectan al beneficiario. De tal forma la carencia de agua hace tomar acciones a los moradores, comprando agua superficial y transportándola a sus viviendas, creando cada vez más atraso en el centro poblado. Por ello existe la necesidad de dar solución a este problema de abastecimiento de agua potable, brindando beneficio potencial y determinante de éxito, el cuidado de la salud, la superación de la pobreza, la dignidad humana, el desarrollo económico y la protección del medio ambiente.

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Esta propuesta es de suma importancia, ya que con él desarrollo de este proyecto se pretenderá contribuir al normal suministro de agua potable en el centro poblado. Dando una solución sostenible al abastecimiento autónomo del recurso, en zonas con posible acceso a fuentes de agua subterránea.

El 28 de julio de 2010, a través de la Resolución 64/292, la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció explícitamente el derecho humano al agua y al saneamiento, reafirmando que un agua potable limpia y el saneamiento son esenciales para la realización de todos los derechos humanos (ONU, 2010).

El abastecimiento de agua como derecho ayuda al desarrollo económico y el crecimiento de la población del CP de Mallares, repercutiendo directamente en su desarrollo social y disminuyendo el éxodo rural hacia otras zonas con más recursos.

Por lo expuesto anteriormente, en el presente trabajo de investigación analizaremos el suministro continuo in-situ de agua potable subterránea, la cual cubrirá una necesidad básica de la población, mejorando considerablemente las condiciones de vida, además la disponibilidad de agua permitirá consolidar las actividades principales básicas, asegurando así el desarrollo económico y el crecimiento de la población del centro poblado de Mallares, ya que esta investigación, surge de la necesidad de dar solución al problema de carencia, desabastecimiento y alta demanda del recurso de agua potable del C.P que solo es abastecido actualmente con 2 a 4 horas de servicio cada 12 a 15 días.




También se logrará con el estudio que se abra una brecha hacia la realización de estudios y proyectos similares, en zonas parecidas al centro poblado, dando alternativas nuevas para el abastecimiento autónomo de cada pueblo que lo requiera teniendo in situ la fuente principal.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo general.

Mejorar el abastecimiento de agua potable mediante la Implementación de un pozo subterráneo en el centro poblado de Mallares- Marcavelica- Sullana-Piura

1.3.2. Objetivos específicos.

-  Identificar el acuífero del centro poblado de Mallarles, aplicando prospección de agua subterránea, estimando con mapas geológicos y/o inventario de pozos y puntos de agua cercanos.
-  Realizar el diseño de la Línea de Impulsión de agua potable, aplicando los requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones.
-  Seleccionar el equipo de bombeo a utilizar en base a la potencia requerida, aplicando el cálculo y requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Delimitación espacial.

El presente proyecto se analizó en el centro poblado de Mallares, distrito de Marcavelica, provincia de Sullana, Región de Piura, República de Perú.

1.4.2. Delimitación temporal.

La investigación se realizó en el lapso de tiempo comprendido entre los meses de febrero y mayo del año 2019.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Según Vélez, M.V. (2011). Hidráulica de aguas subterráneas. Sede Medellín, Colombia: topografía Ltda. Como objetivo de la información brinda conocimiento básico de ciertos aspectos de los recursos de aguas subterráneas y de su explotación

Objetivos específicos fueron:

- ✚ El diseño hidráulico, logrando la mejor combinación posible de rendimiento, vida útil y costo razonable de la explotación de aguas subterráneas en cualquier tipo de obra.
- ✚ Mostrar soluciones óptimas, comprendiendo una serie de consideraciones que se adopten en el enfoque flexible para cada problema.
- ✚ El diseño de un pozo, especificando los materiales para la construcción sus dimensiones y definir la mejor política de operación.

Según Ing. Lossio, (Aricoché, 2012). Abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones (tesis de pregrado) Universidad de Piura, facultad de ingeniería civil. El propósito del presente trabajo de tesis fue contribuir técnicamente, proponiendo criterios de diseño para sistemas de abastecimiento de agua similares en zonas rurales de nuestro ámbito regional, teniendo en cuenta las normas nacionales y la experiencia de diseño, construcción, evaluación y transferencia de sistemas rurales de abastecimiento de agua que en los últimos años ha desarrollado la Universidad de Piura.

Según (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012) Manual de aguas subterráneas. Montevideo, Uruguay: Denad internacional s.a. su objetivo fue brindar un aporte sustancial al diseño y la ejecución de actividades de suministro y distribución de agua.

Pretendiendo ser una herramienta de utilidad a los especialistas del caso. Este manual de aguas subterráneas, editado por el proyecto producción responsable, forma parte de una serie de manuales técnicos sobre el manejo de los recursos naturales, que dio al lector el conocimiento de las características de los diferentes recursos, como la forma de contribuir a su conservación y uso sostenible. Los autores, doctores en ciencias geológicas Paula Collazos y Jorge Montaña Xavier, presentaron al curso agua en un ciclo natural, para luego interesarse en el estudio de agua subterránea, los diferentes tipos de acuíferos y los cuidados que hay que tener para evitar su contaminación y/o agotamiento, tanto en la etapa de construcción de pozos o en su manejo posterior.

Según Jiménez, T. & Rodríguez, D (2018). Análisis del uso y manejo del agua subterránea en la región Caribe Colombia. (Tesis pregrado) Universidad de Cartagena, facultad de ingeniería civil, Cartagena, Colombia. El objetivo fue analizar el estado del uso y manejo del agua subterránea en la región Caribe Colombiana siguiendo la metodología DOFA (Debilidades, Oportunidades, Fortalezas y Amenazas) complementada con el índice de GSII (índice de infraestructura de sostenibilidad de las aguas subterráneas), que sirva como una herramienta o soporte en la planificación, gestión integral, toma de decisiones y trabajos investigativos futuros referentes a este recurso.

Objetivos específicos

- ✚ Describió los avances técnicos y científicos que se han implementado en la región Caribe alrededor del uso del agua subterránea.
- ✚ Identificó estrategias, novedades y/o acciones que se estén realizando alrededor del mundo acerca del uso del agua subterránea aplicables a la región Caribe y al país.
- ✚ Realizó diagnóstico general sobre el uso y manejo del agua subterránea en la región Caribe.
- ✚ Definió indicadores sociales y ambientales más representativos que permitan entender el uso del agua subterránea en la región Caribe.
- ✚ Estimó el índice de sostenibilidad del agua subterránea de la región Caribe

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Ciclo hidrológico.

Es el mecanismo global que hace posible la transferencia de agua desde los océanos a la superficie y desde la superficie, al subsuelo y a la atmósfera que envuelve nuestro planeta. Las principales variables naturales de los procesos del ciclo hidrológico son: precipitación, infiltración, escorrentía, evaporación y transpiración (**Imagen 2.1**). Las actividades humanas (Asentamientos, industria y desarrollos agrícolas) pueden alterar los componentes del ciclo natural mediante afectaciones del uso del suelo y a través de la utilización, reutilización y vertido de residuos en los recorridos naturales de los recursos hídricos superficiales y subterráneos (UNESCO, 2006).

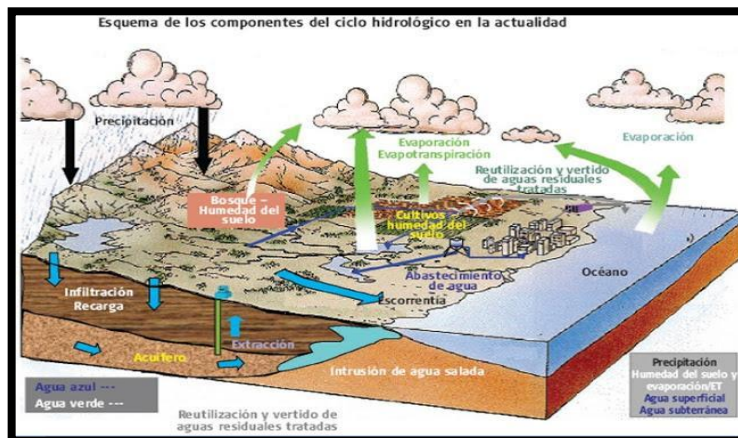


Imagen 2.1. Ciclo hidrológico.

Fuente: UNESCO, 2006

2.2.1.1. Componentes del ciclo hidrológicos.

Según (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012) los componentes del ciclo hidrológico son:

- ✚ **Precipitación:** es la caída del agua en estado líquido o sólido sobre la superficie terrestre. Es la fuente principal de la formación de las aguas de la tierra, ríos, lagos, aguas subterráneas y glaciares. El valor de la precipitación en una cuenca o región, se obtiene a partir de registros pluviométricos. (**Imagen 2.2**)
- ✚ **Evaporación:** Es el proceso por el cual el agua de la superficie terrestre pasa del estado líquido al vapor, siendo la energía solar el principal factor desencadenante del proceso. (**Imagen 2.2**)
- ✚ **Evapotranspiración:** es el agua evaporada a partir del tenor de humedad del suelo y transpiradas en el proceso de desarrollo de las plantas. (**Imagen 2.2**)
- ✚ **Escorrimento superficial:** es el proceso por el cual el agua de lluvia precipitada en la superficie de la tierra fluye por acción de la gravedad desde las partes más altas hacia las más bajas, confluyendo en ríos, arroyos y otros cuerpos de agua. (**Imagen 2.2**)
- ✚ **Escorrimento sub-superficial:** es la precipitación que llega a infiltrarse en el suelo y circula lateralmente a pequeñas profundidades, sin llegar a la zona saturada y reaparece en superficie, incorporándose al escurrimiento superficial. (**Imagen 2.2**)
- ✚ **Escorrimento subterráneo:** es parte del agua precipitada que se infiltra y llega a la zona saturada, recargando los acuíferos. (**Imagen 2.2**)

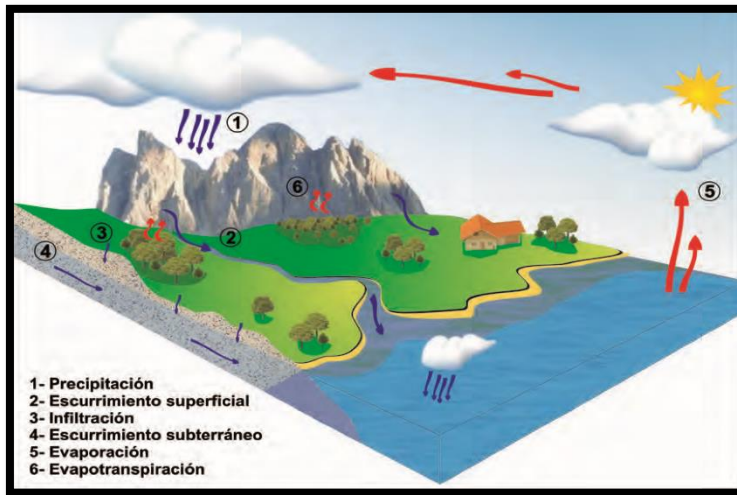


Imagen2.2. Componentes del ciclo hidrológico

Fuente: Manual de agua subterránea (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012)

2.2.2. Sistema Hidrológico.

Guevara y Cartaya, 1991: los fenómenos hidrológicos son muy complejos, por lo que nunca pueden ser totalmente conocidos. Sin embargo, a falta de una concepción perfecta, se pueden representar de una manera simplificada mediante el concepto de sistema. **(Imagen 2.3)**

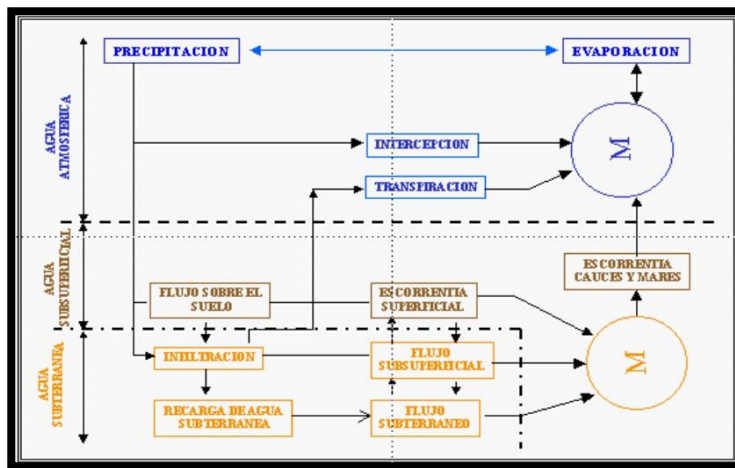


Imagen 2.3. Representación del sistema hidrológico

Fuente: Estrela, 1992.

2.2.3. Aguas subterráneas.

Es el agua que se aloja y circula en el subsuelo, conformando los acuíferos. La fuente de aporte principal es el agua de lluvia, mediante el proceso de infiltración, otras fuentes de alimentación localizada pueden ser los ríos, arroyos, lagos y lagunas. El agua subterránea se sitúa por debajo del nivel freático y está saturando completamente, los poros y/o fisuras del terreno y fluye a la superficie de forma natural a través de vertientes o manantiales o cauces fluviales **(Imagen 2.4)**. Su movimiento en los acuíferos es desde zonas de recarga a zonas de descarga, con velocidades que van desde metro/año a cientos de m/día, con tiempos de residencia largos resultando grandes volúmenes de almacenamiento, aspectos característicos del agua subterránea (Collazo & Montaña, 2012)

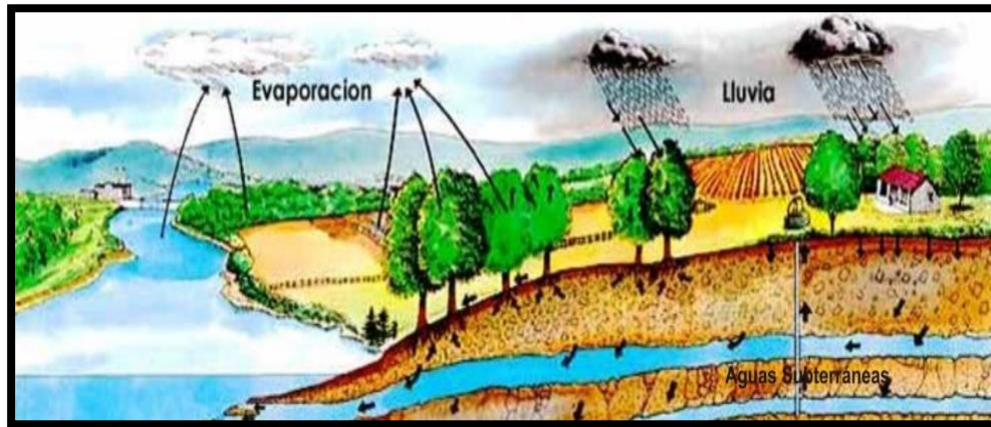


Imagen 2.4. El agua subterránea como parte del ciclo hidrológico
Fuente: (Gálvez, 2011)

2.2.4. Sistema de agua potable.

El proceso del suministro de agua potable comprende, de manera general, la captación, conducción, tratamiento, almacenamiento de agua tratada y distribución del recurso hídrico. Los sistemas convencionales de abastecimiento de agua utilizan para su captación aguas superficiales o aguas subterráneas. Las aguas superficiales se refieren a fuentes visibles, como son ríos, arroyos, lagos y lagunas.

Las aguas subterráneas, se refieren a fuentes que se encuentran confinadas en el subsuelo, como pozos y galerías filtrantes. La segunda etapa consiste en la conducción del agua desde el punto de captación hasta la planta de tratamiento o el sitio de consumo; la cual puede ser un canal abierto o red de tuberías. La etapa siguiente se refiere a la necesidad de almacenar agua en alguna reserva, para que cuando la fuente no presenta un caudal suficiente durante el año, esta reserva pueda satisfacer la demanda de la población. Luego en la etapa de tratamiento, el agua obtiene, mediante diferentes procedimientos, las características físico-químicas necesarias para consumo humano.

Finalmente, la distribución del agua desde el tanque de almacenamiento de agua tratada, estaciones de bombeo y red de tuberías, permita la entrega del agua potable al usuario final (Comisión Nacional para el Uso Eficiente de la Energía, 2014).

2.2.4.1. Sistema de abastecimiento de agua por gravedad.

En estos sistemas el agua cae por acción de la fuerza de la gravedad, desde una fuente elevada ubicada en cotas superiores a las de la población a beneficiar. El agua fluye a través de tuberías para llegar a los consumidores finales.

La energía utilizada para el desplazamiento, es la energía potencial que tiene el agua por su altura. Las ventajas principales de este tipo de sistema son:

- ✚ No tienen gastos de bombeo.
- ✚ El mantenimiento es pequeño, porque apenas tienen partes móviles.
- ✚ La presión del sistema se controla con mayor facilidad.
- ✚ Presenta robustez y fiabilidad.

Incluso los sistemas bombeados suelen diseñarse para distribuir el agua por gravedad a partir de un punto determinado (Aricoché, 2012).

2.2.4.2.Sistema de abastecimiento de agua por bombeo.

En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo, a reservorios de almacenamiento y regulación ubicados en cotas superiores al centro poblado. Generalmente los sistemas de bombeo son diseñados, para que el agua sea distribuida por la fuerza de la gravedad, saliendo desde un punto determinado. Estos sistemas ayudan a que se pueda distribuir una gran cantidad de agua para cada una de las personas, por un precio que puede ser pagado por toda la comunidad. (Aricoché, 2012)

2.2.5. Relación acuífera rio.

Las interacciones entre los cuerpos de agua y el agua subterránea son complejas y gobernadas por la posición de estos, respecto al sistema acuífero, las características de los materiales de sus lechos y el clima reinante (Winter et al 1998).

En cualquier lugar donde el marco geológico afecta los caminos a través de los cuales fluye el agua subterránea, el tipo de sedimentos en la interface entre agua superficial y el agua subterránea, puedan controlar la variabilidad espacial de la contribución de las aguas subterráneas a las artificiales y afectar la distribución de la biota en la interface.





El intercambio entre aguas subterráneas y superficiales se ha estudiado enfocado al comportamiento de los ríos (Jones et al, 2000). Durante las épocas sin lluvias el agua almacenada en la cuenca es removida por la evapotranspiración y por el drenaje de los suelos y las aguas subterráneas. Estos procesos ocurren a tasas diferentes en el tiempo y en el espacio y no son fácilmente cuantificables (Tallaksen, 1995). La interacción de las corrientes superficiales con las aguas subterráneas se puede presentar en 3 formas diferentes. Los ríos reciben aportes de aguas subterráneas en zonas de climas húmedos y mantienen su caudal todo el año.

Son llamados también ríos perennes. Vélez, M.V. (2011). Hidráulica de aguas subterráneas. Sede Medellín, Colombia: topografía Ltda.

2.2.6. Usos del agua potable.

El agua es necesaria para el consumo doméstico y para llevar a cabo las diversas actividades económicas como: la agricultura, la ganadería, la industria o la minería. Está presente en todas las actividades humanas, además necesitamos el agua para nuestra alimentación, higiene, para nuestros cultivos que aseguran nuestro alimento y para fabricar gran cantidad de productos que hacen más confortable nuestra vida.

El agua ofrece una variedad de usos, dependiendo del tipo y disponibilidad del abastecimiento de agua. Éstos son:

-  Uso para consumo doméstico: Comprende el consumo de agua en nuestra alimentación, en la limpieza de nuestras viviendas, en el lavado de ropa y en nuestra higiene.
-  Uso para consumo público: En la limpieza de las calles de ciudades y pueblos, en las fuentes públicas, ornamentación, riego de parques y jardines, otros usos de interés comunitario, etc.
-  Uso en la industria: En las fábricas, en el proceso de fabricación de productos, en los talleres y en la construcción.
-  Uso en agricultura y ganadería: En agricultura, para el riego de los campos; en ganadería, como parte de la alimentación de los animales; y, en la limpieza de los establos y otras instalaciones dedicadas a la cría de ganado.

- ✚ Uso como fuente de energía: Aprovechamos el agua para producir energía eléctrica (en centrales hidroeléctricas situadas en los embalses de agua). En algunos lugares se aprovecha la fuerza de la corriente de agua de los ríos para mover máquinas (molinos de agua, etc).
- ✚ Uso como vía de comunicación: En los mares, ríos y lagos, enormes embarcaciones pueden llevar las cargas más pesadas que no pueden ser transportadas por otros medios.
- ✚ Uso recreativo: En los ríos, en el mar, en las piscinas y lagos, practicamos un gran número de deportes: vela, submarinismo, windsurf, natación, esquí acuático, waterpolo, piragüismo, etc., y pasamos parte de nuestro tiempo libre disfrutando del agua o, simplemente, contemplando y sintiendo su belleza en los ríos, las cascadas, los arroyos, las olas del mar, etc. (Aricoché, 2012).

2.2.7. Ventajas de las captaciones subterráneas.

Las principales ventajas de las captaciones de aguas subterráneas por pozos, según sus distintos tipos de uso, pueden resumirse en:

2.2.7.1. Utilización de agua potable.

- ✚ Exige pequeñas inversiones iniciales en comparación con las de plantas de filtros para tratamiento de aguas superficiales (gran importancia cuando los capitales son escasos).
- ✚ Los problemas de abastecimiento en grandes ciudades pueden ir solucionándose paulatinamente junto con el crecimiento del consumo sin necesidad de abordar grandes soluciones para un futuro a largo plazo.
- ✚ Las captaciones pueden ubicarse muy próximas al consumo con lo que se economiza en aducciones. (**Imagen 2.5**)
- ✚ Por lo general no necesita tratamiento especial. Basta con una pequeña cloración antes de entregar al consumo.
- ✚ Permite solucionar problemas de abastecimiento en forma muy rápida dado el corto tiempo que en general se requiere para la construcción de este tipo de obras.
- ✚ En muchas zonas es el único recurso disponible. (Gálvez, 2011)

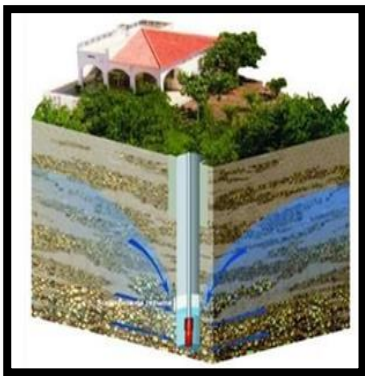


Imagen 2.5. Captación Subterránea
Fuente: (Gálvez, 2011)

2.2.7.2.Utilización de industrias.

- ✚ Permite disponer de una fuente propia que la libera de depender, para la seguridad y suficiencia del abastecimiento, de otra fuente mucho más sujeta a variaciones con la red de agua potable (si existe).
- ✚ Permite obtener agua de calidad para procesos industriales.
- ✚ Permite ubicar la captación dentro del recinto de la misma industria. Para muchas industrias resulta el único recurso económicamente disponible. (Foro peruano para el agua –GWP Perú)

2.2.7.3.Utilización en agricultura.

- ✚ Permite solucionar problemas locales de regadío sin tener que esperar para acogerse a las grandes soluciones propiciadas por el estado (**Imagen 2.6**).
- ✚ Las captaciones pueden ubicarse muy próximas al consumo sin que se requieran por lo tanto grandes obras tanto de aducción como de distribución interna.
- ✚ Permiten disponer del agua justo en el momento que se requiera.
- ✚ Utilizada como complemento de recursos superficiales existentes puede ser de gran valor, aun cuando sólo se haga funcionar eventualmente (incidencia fundamental sobre seguridad de riego).
- ✚ Los recursos de agua subterránea se ven poco afectados por años secos individuales (gran capacidad de regulación).
- ✚ Permite reducir las dotaciones por hectárea ya que se tienen menos pérdidas en la conducción y se hacen regadíos más cuidadosos. Estas economías de agua pueden ser del orden de 30%.
- ✚ En muchas zonas constituye el único recurso económicamente disponible.
- ✚ Constituye una posibilidad para los agricultores para aumentar individualmente sus recursos de agua ya que los recursos fáciles y económicamente utilizables en forma particular, están en su mayoría agotados. (Gálvez, 2011)



Imagen 2.6. Agua subterránea para uso agrícola
Fuente (Gálvez, 2011)

2.2.8. Prospección de aguas subterráneas.

Sabemos que el agua subterránea es un recurso “escondido”, que difícilmente se puede observar, por ello es necesario realizar para su detección, programas de exploración dirigidos no sólo a encontrar agua, sino también, a obtener estimativos confiables sobre la cantidad y calidad del recurso.

Para usar un programa de exploración de aguas subterráneas dependerá, esencialmente del objetivo del estudio, es decir del tamaño del área y la información previa existente. La información que se recoge durante esta etapa de perforación del pozo, es necesaria no solo para su diseño, sino también, para la implementación de programas de manejo óptimo del agua subterránea. En el caso de que el área a trabajar ya tenga este tipo de información, la fase de exploración consistirá básicamente en ensamblar la información derivada de pozos cercanos al sitio de interés. Cualquier proyecto de exploración de aguas subterráneas debe contestar fundamentalmente tres preguntas (Roscoe,1990):

- ✚ ¿De dónde viene el agua?
- ✚ ¿Hacia dónde va ésta?
- ✚ ¿Cuál es la naturaleza del entorno geológico?

2.2.8.1.Etapas principales de un proyecto de prospección de aguas subterráneas.

En un proyecto de prospección de aguas subterráneas (**Imagen 2.7**), cada etapa debe estar justificada por la que la precede y la decisión de continuar o terminar el programa se toma al terminar cada fase. En algunos casos algunas etapas de la exploración se pueden omitir, pero el proceso de exploración es continuo en el tiempo de tal forma que se pueda incorporar, en un área de estudio, información y registros en cualquier momento.

Los objetivos de una primera fase de exploración son:

- ✚ Determinar la hidrogeología de la zona.
- ✚ Estudiar la recarga anual en el área.
- ✚ Evaluar los posibles problemas de calidad de aguas.
- ✚ Planear el trabajo de campo necesario.

Para desarrollar estas etapas se requieren mapas geológicos, inventarios de pozos y puntos de agua y balances hídricos preliminares. La información se procede luego a refinarse por medio de fotografías aéreas, imágenes de satélite y geofísica. (Vèlez Otálvaro, 2011)

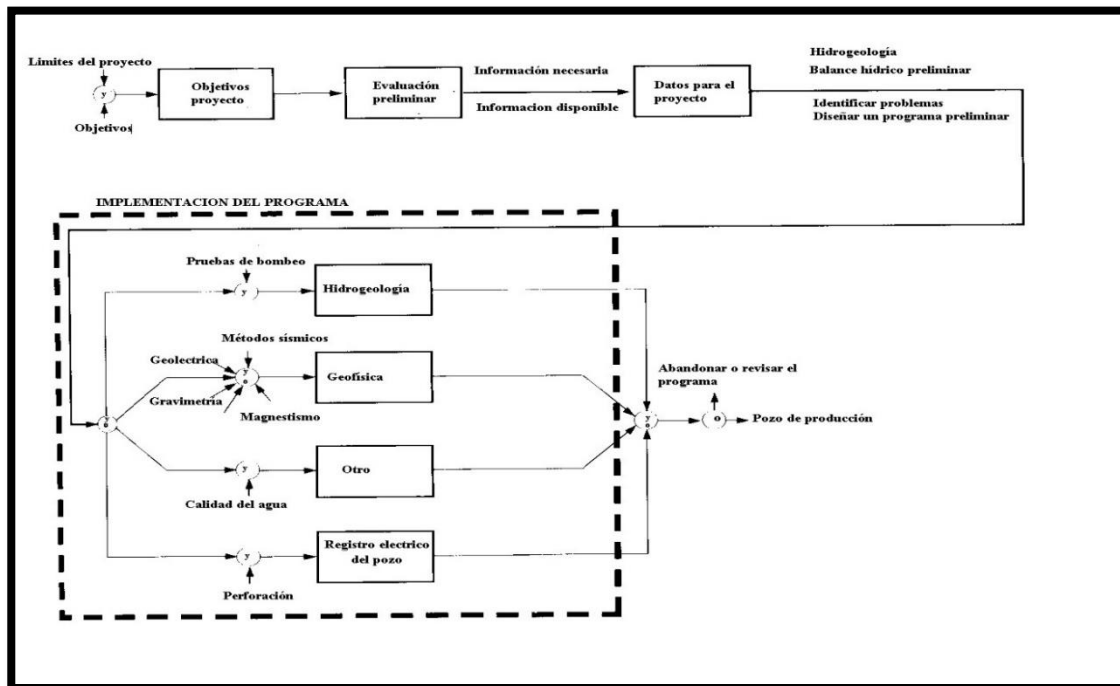


Imagen 2.7. Etapas en un proceso de exploración de aguas subterráneas
Fuente: (Roscoe, 1990)

2.2.9. Mapas geológicos.

Los mapas geológicos, sobre todo de las formaciones superficiales, son indispensables para determinar, de manera preliminar, la existencia de zonas acuíferas y sus principales parámetros tales como espesor, extensión, potencia acuífera, etc. En Colombia existen muy pocos mapas de formaciones superficiales, donde ocurren los principales procesos que controlan la existencia de las aguas subterráneas: evaporación, infiltración y recarga.

El mapa de las formaciones superficiales de una zona del oriente antioqueño. (**Imagen 2.8**) (Vèlez Otálvaro, 2011)

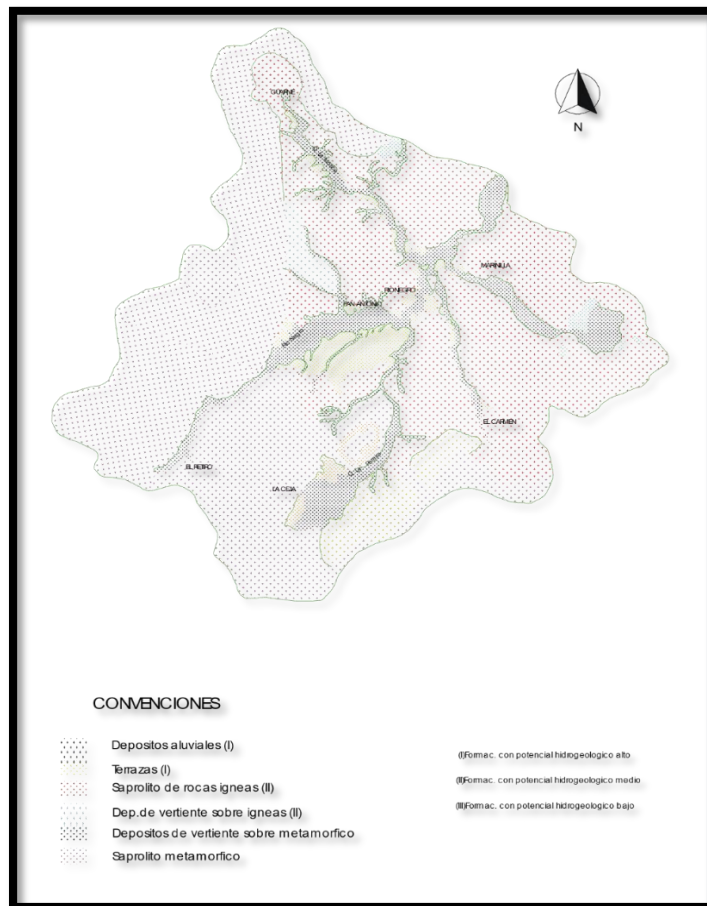


Imagen 2.8. Formaciones superficiales de una zona del Oriente Antioqueño
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.10. Inventario de pozos y puntos de agua.

El principal objetivo de esta actividad es realizar una caracterización hidrogeológica preliminar del área en aspectos tales como definición de superficies piezométricas y sistema de flujo, reconocimiento de unidades acuíferas captadas e identificación de zonas de recarga y descarga.

El reconocimiento se inicia con una visita que permita identificar los principales puntos de agua, pozos, aljibes y manantiales existentes en la región. Estos puntos se identifican por sus coordenadas geográficas y su altura piezométricas, lo que permite la realización de mapas de isopiezas (**Imagen 2.9**), para la misma zona del oriente antioqueño. Con los mapas de isopiezas es posible definir direcciones de flujo, profundidad de las zonas acuíferas y sobre todo permiten definir una posible ubicación de pozos libres de problemas de contaminación. (Vèlez Otálvaro, 2011)

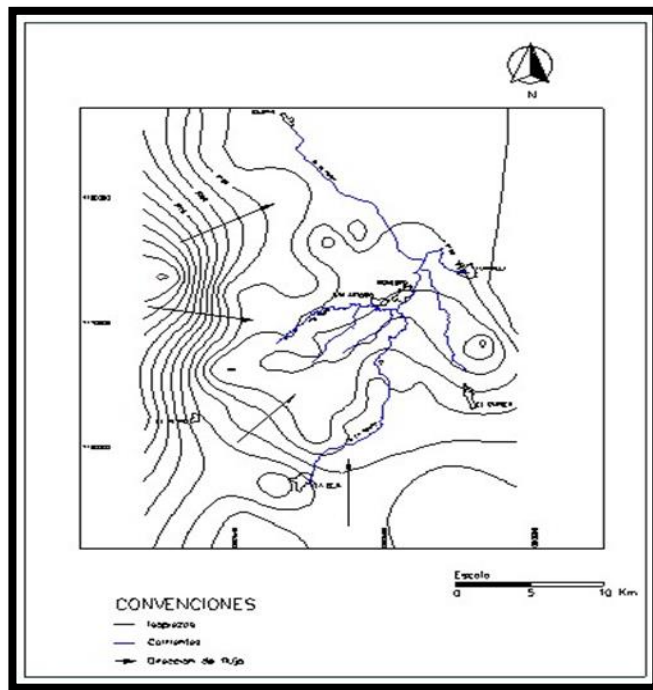


Imagen 2.9. Mapa de isopiezas Valle de San Nicolás
Fuente: (Universidad Nacional, 1997)

2.2.11. Mapas topográficos.

Los mapas topográficos son una importante fuente de información para la prospección de aguas subterráneas. La presencia de agua subterránea en zonas fracturadas puede detectarse por cambios abruptos en el alineamiento de los valles y patrones de flujo. Estos últimos pueden dar una idea del tipo de roca presente en la zona de estudio; la **(Imagen 2.10)**, muestra los diferentes patrones de flujo que se pueden presentar en la naturaleza.

Los patrones rectangular y ramificado son indicios de que existen rocas sedimentarias fracturadas, que son altamente favorables para acuíferos de gran rendimiento. El drenaje contorneado es típico en rocas estratificadas, donde pueden existir fracturas y planos de estratificación, favorables a la circulación y almacenamiento del agua. El drenaje paralelo se desarrolla, generalmente en zonas con fallas y diques, que también favorecen la circulación del agua subterránea. El drenaje anular distingue las zonas donde hay domos volcánicos o intrusivos, donde el agua circula a lo largo de las fracturas. Los mapas topográficos también suministran información acerca de la vegetación, posibles fuentes de contaminación y facilidades de acceso a posibles sitios de perforación.

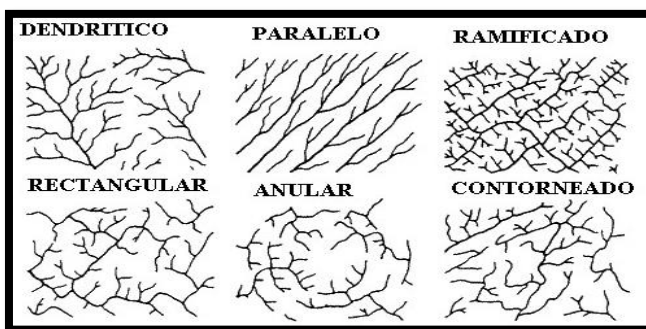


Imagen 2.10. Patrones de drenaje
Fuente: (Vélez Otálvaro, 2011)

2.2.12. Diseño de pozos.

El objetivo del diseño en ingeniería es lograr, en cualquier tipo de obra, la mejor combinación posible de rendimiento, vida útil y costo razonable. El diseñador de pozos encontrará que las soluciones óptimas, comprenden una serie de consideraciones y que debe adoptar un enfoque flexible para cada problema. Entre estas puede estar la necesidad de sacrificar rendimiento o eficiencia para reducir costos.

Sin embargo, al incrementarse la eficiencia en pozos y bombas, pueden lograrse importantes economías en los costos, sobre todo en lo referente al consumo de energía.

La ineficiencia en los sistemas de abastecimiento de agua, por medio de pozos, puede deberse a mal diseño, incorrecta escogencia de la bomba o un inadecuado mantenimiento.

Diseñar un pozo es el proceso de especificar los materiales para su construcción, sus dimensiones y definir la mejor política de operación. Los principales objetivos que un buen diseño debe asegurar son los siguientes:

- ✚ Rendimientos altos con abatimientos mínimos.
- ✚ Buena calidad del agua y una adecuada protección contra la contaminación
- ✚ Agua libre de arena.
- ✚ Larga vida útil de pozo (25 años o más).
- ✚ Costos razonables a corto y largo plazo.

En zonas, donde realizar el abastecimiento de agua por medio de fuentes superficiales, no es posible o implica costos muy elevados, se construyen captaciones de agua subterránea, que permitan satisfacer una cierta demanda de agua, ya sea para consumo agrícola, doméstico o industrial. Estas captaciones pueden ser pozos verticales, galerías filtrantes, zanjas de drenaje.

Dependiendo de cada caso particular, del uso que vaya a dársele a cada estructura y de las condiciones hidrogeológicas, puede diseñarse el tipo de captación más apropiado. Bajo la denominación de pozos verticales pueden entenderse, todos aquellos que se proyectan y construyen para obtener agua por penetración vertical de una capa acuífera.

Los pozos verticales serán el objeto de estudio de estas notas. Para el diseño y construcción de pozos verticales deben estudiarse los siguientes parámetros:

- ✚ Profundidad
- ✚ Método de perforación.
- ✚ Entubado
- ✚ Rejilla y filtro de grava.
- ✚ Desarrollo.
- ✚ Protección Sanitaria.
- ✚ Selección y operación del equipo de bombeo.

En este capítulo se estudiarán específicamente los parámetros concernientes al diseño: profundidad, entubado, rejilla y filtro de grava y se darán normas generales y recomendaciones para obtener captaciones que sean las más eficientes posibles. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

2.2.13. Profundidad.

La profundidad en un pozo vertical es definida fundamentalmente por las características de la formación que se va explotar. Dependiendo del tipo de acuífero libre, confinado o semiconfinado se determinará la longitud de la perforación. En acuíferos confinados, salvo razones económicas, se aconseja la penetración total de la formación. En acuíferos libres la profundidad alcanzada dependerá de los caudales, equipo de perforación disponible y costos.

La profundidad depende también de la regulación de los entes estatales que tengan jurisdicción en el lugar. En el Valle del Cauca, la CVC, exige profundidades de más de 30 m para los pozos de uso industrial, con el fin de garantizar el abastecimiento por pozos de usos doméstico, de menor profundidad. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

2.2.14. Entubado.

Unas veces durante la perforación, otras después de acabada ésta, es preciso revestir el pozo, lo que se hace por medio de una tubería que puede ser provisional o definitiva.

La finalidad más frecuente de la primera es la de sostener, mientras se prosigue el avance de la perforación, los horizontes ya perforados.

El entubado definitivo de un pozo desempeña en general, dos misiones fundamentales: sostener las paredes de la perforación y constituir la conexión hidráulica que pone el acuífero en comunicación con la superficie de terreno o con los elementos de extracción correspondientes. El entubado puede ser todo del mismo diámetro, o con diámetros distintos escalonados en orden decreciente con el aumento de profundidad.

El diseño del entubado de un pozo debe tener en cuenta dos aspectos: diámetro de la tubería y espesor de su pared. El diámetro escogido debe satisfacer dos requerimientos:

- ✚ Debe ser lo suficientemente ancho para permitir una eficiente instalación de la bomba.
- ✚ El tamaño de ésta es el factor que controla el diámetro del entubado y es recomendable que sea dos unidades mayores que el diámetro nominal de la bomba. En todos los casos, sin embargo, debe ser al menos un tamaño mayor que el de los tazones de la bomba.

- ✚ El diámetro debe ser aquel que cause las menores pérdidas por fricción. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

En la (Tabla 2.1). diámetros recomendados para algunos caudales.

Tabla 2.1. Diámetro de entubados recomendados.

Caudal (l/s)	Diámetro nominal tazones (pul)	Diámetro optimo (pul)	Diámetro Mínimo (pul)
<6	4	6 DI	5 DI
5-11	5	8 DI	6 DI
10-25	6	10 DI	8 DI
22-41	8	12 DE	10 DI
38-57	10	14 DE	12 DI
54-82	12	16 DE	14 DE
76-114	14	20 DE	16 DE
101-189	16	24 DE	20 DE

Fuente: Helweg, 1983

En la tabla anterior DI y DE son los diámetros interiores y exteriores de la tubería respectivamente. La selección del material de entubado está basada en la calidad del agua, profundidad del pozo, costos, diámetro de la perforación y método de perforación.

Los materiales más usados son acero, PVC, fibra de vidrio, y asbesto-cemento. El acero es el más frecuentemente utilizado, pero el PVC también es muy empleado, sobre todo en áreas donde el agua es altamente corrosiva y los pozos tienen profundidades menores de 300 m.

El segundo parámetro que se debe determinar es el espesor de la pared del entubado. Para su determinación hay que tener presentes los esfuerzos a que estará sometida la tubería, los empujes del terreno y, sobre todo, las posibles cargas hidrostáticas por diferencia del nivel del agua entre el interior y el exterior del pozo.

Allieve propuso la siguiente fórmula, para hallar la carga de rotura por aplastamiento, de una tubería:

$$P = \frac{2E}{K} \left(\frac{e}{d} \right)^3$$

en donde:

P = carga máxima admisible al aplastamiento en kg/cm²

e = espesor de la pared del tubo en cm d = diámetro exterior del tubo en cm

K = coeficiente de seguridad






E = módulo de elasticidad del acero en kg/cm²

En general la mayoría de los fabricantes suministran para cada tipo de tubería las cargas máximas que ésta puede soportar. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

2.2.15. Zona de admisión de agua en los pozos.

Al terminar un pozo en formaciones consolidadas y no consolidadas, hace falta colocar un dispositivo de admisión denominado rejilla, para retener materiales sueltos, permitir que el agua entre al pozo sin pérdida excesiva de carga e impedir el paso de material fino durante el bombeo. La rejilla es el componente más importante de cualquier pozo que extraiga agua de una formación no consolidada, en especial cuando se trata de arenas y gravas.

Una rejilla ideal ha de estar diseñada y construida de tal manera que tenga las características siguientes: (Vèlez Otàlvaro, 2011)

-  Aberturas diseñadas para evitar la obstrucción por arena o grava.
-  Máxima cantidad de área abierta, sin sacrificar la resistencia necesaria.
-  Debe ser construida en un solo metal, resistente a la corrosión y a los ácidos utilizados para desincrustar
-  Resistencia elevada al colapso y a la compresión.
-  Economía en sus costos

2.2.16. Tipos de rejilla.

2.2.16.1. Rejilla de ranura continua.

Esta rejilla se fabrica mediante el arrollado de alambre estirado en frío, de sección transversal aproximadamente triangular.

Esta rejilla es colocada espiralmente alrededor de un sistema circular de barras longitudinales. En cada punto en donde el alambre cruza las barras, ambos elementos se aseguran fuertemente por medio de una soldadura. Cada ranura abierta comprendida entre dos alambres tiene forma de V, como resultado del perfil especial de alambre que se utiliza para formar la superficie de la rejilla. Estas aberturas son más angostas en su cara exterior y se ensanchan hacia adentro. Este diseño contribuye a que no se obstruyan. Cualquier grano de arena que pase por los aguzados labios de la abertura en forma de V, fácilmente atraviesa esta sin atascarse. Ver (**Imagen 2.11- 2.12**). Este método de fabricación produce una rejilla con la mayor área abierta posible, lo cual es muy importante en pozos con tendencia a la incrustación y lo bastante fuerte para resistir las tensiones, antes y después de la instalación. Sin embargo, estas rejillas son las más costosas que se encuentran en el mercado. (Vèlez Otálvaro, 2011)

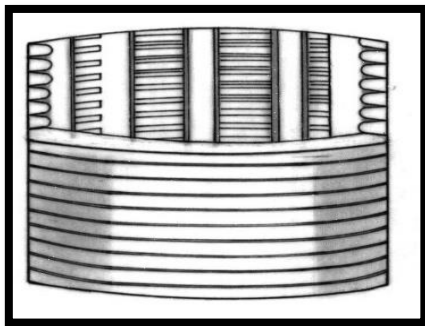


Imagen 2.11. Rejilla continua
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

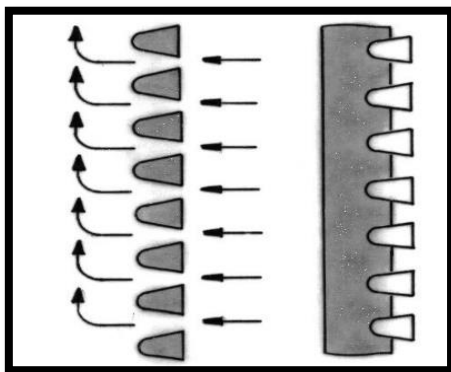


Imagen 2.12 Circulación. del agua
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.17. Diseño de filtros de grava.

El pozo construido con un filtro artificial de grava difiere del que se ha desarrollado en forma natural, en que la zona inmediata al pozo y que rodea éste, se ha hecho más permeable por la remoción de material fino de la formación y la sustitución de éste por un material más grueso, artificialmente gradado.

El filtro de grava es especialmente ventajoso cuando los sedimentos son muy uniformes y con gran cantidad de finos, cuando las formaciones son muy estratificadas, o cuando todos los materiales que deben emplearse en la construcción del pozo, deben estar en el sitio de obra antes de empezarse la perforación. (**Imagen 2.13**) (Vèlez Otálvaro, 2011)

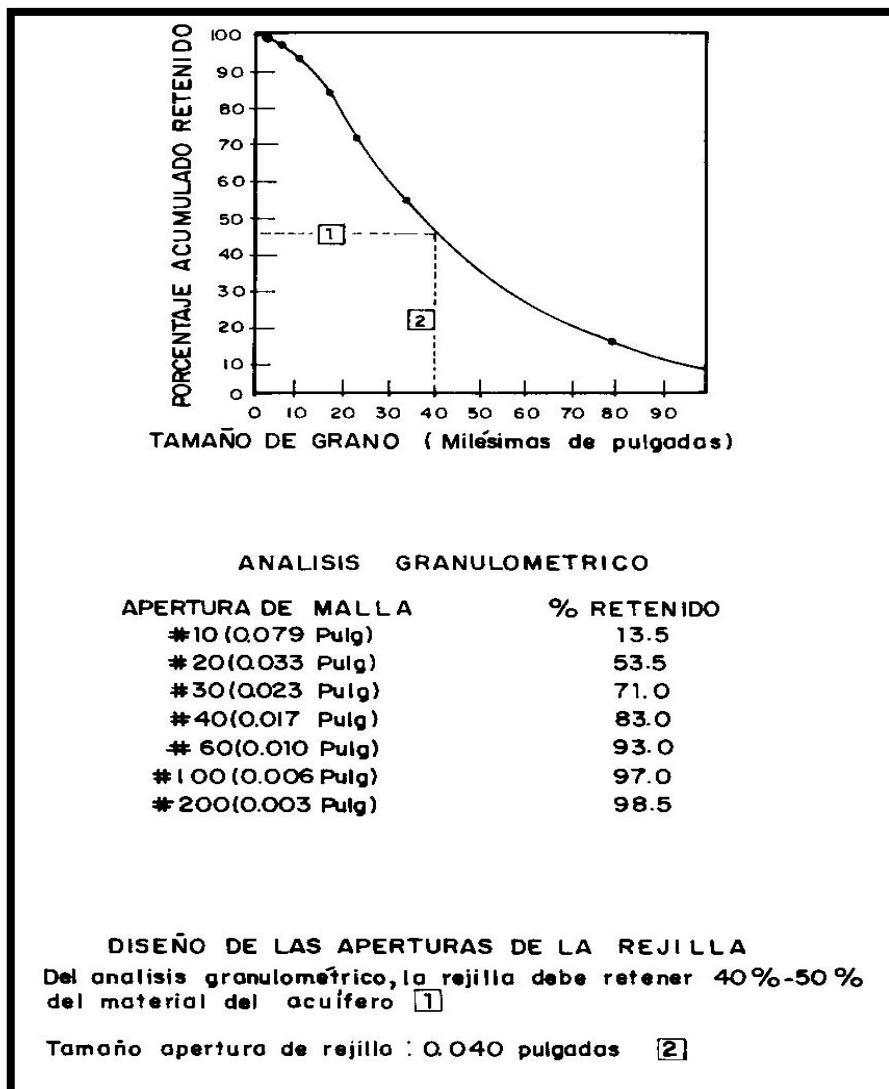


Imagen 2.13. Diseño de las aberturas de la rejilla para un pozo desarrollado naturalmente
 Fuente: Helweg, 1983

2.2.18. Construcción de pozos.

2.2.18.1. Métodos de perforación.

Según el tipo de roca que conforma la formación, existen métodos de perforación que permiten un avance rápido, son menos costosos y más seguros. El constructor puede escoger uno u otro método, dependiendo de la profundidad y el diámetro del pozo, tipo de formación a ser penetrada, requerimientos sanitarios y el uso que vaya a dársele al pozo.

Obviamente no hay un único método que se pueda utilizar en todos los casos y para todas las condiciones geológicas. Una perforación exitosa depende de la experiencia y de buenas prácticas de ingeniería. (Vélez Otálvaro, 2011)

2.2.18.2. Persecución por cable.

Desarrollado por los chinos, este método, fue el primero que se utilizó y su uso ha continuado hasta el presente. Con herramientas construidas de bambú, los chinos pudieron perforar pozos con profundidades de hasta 915 m, aunque su construcción tomó algunas veces, hasta tres generaciones.

Con este método se realiza la perforación mediante el movimiento alternativo (subida y bajada) de una masa pesada que en su caída va fracturando o disgregando la roca, desprendiendo de la misma trozos de varios tamaños que después son extraídos por medio de una válvula o cuchara de limpieza. Los elementos fundamentales que intervienen en la realización de un pozo por este procedimiento son:

- + La columna o sarta de perforación.
- + El cable, que le imprime a la sarta el movimiento de vaivén que le comunica el balancín de la sonda.
- + La sonda o máquina de perforación que desde la superficie del terreno proporciona a la sarta (por medio de un balancín), el movimiento de vaivén. **(Imagen 2.14).**
- + La columna o sarta de perforación está formada por una serie de herramientas. **(Imagen 2.14)** (Vèlez Otálvaro, 2011)

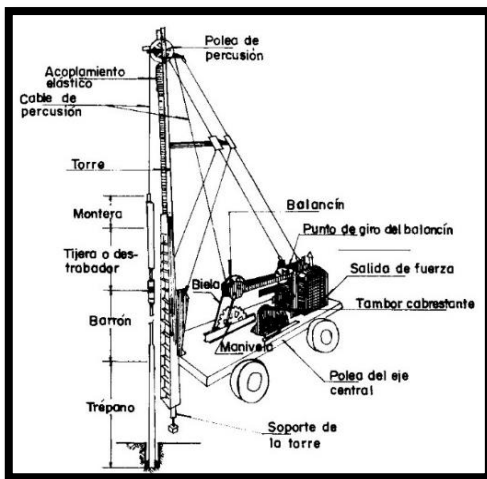


Imagen 2.14. Equipo de perforación a percusión.
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

Broca o trépano: es la herramienta que realiza el trabajo de rotura, disgregación y trituración de la roca. Su peso puede variar entre 100-500 kg para pozos de pequeño y mediano diámetro y de 500-1200 kg para pozos de gran diámetro. Su función es penetrar, triturar, escariar y mezclar. Las características geométricas de un trépano deben ser función de la geología del sitio donde se realizará la perforación. **(Imagen 2.15)**

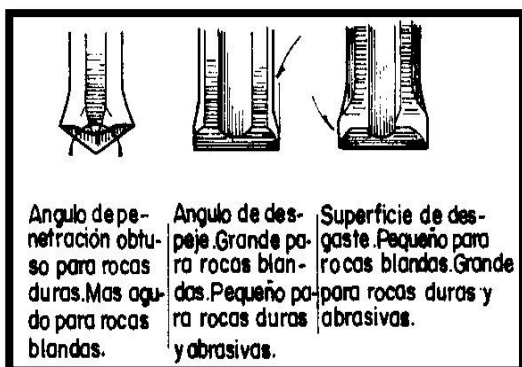


Imagen 2.15. Partes de la porción inferior de un trépano y criterios para su selección.
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

Barrón o barrena: encima del trépano y enroscada a él, se coloca una barra cilíndrica, cuya doble función consiste en dotar a la sarta del peso necesario para la perforación y en servir de guía, dada su longitud, colaborando en forma importante al mantenimiento rectilíneo y vertical de la perforación. Su longitud varía entre 3-5 m y su peso entre 400 - 1000kg.

Cable: a este elemento pende la sarta y por medio del cual, se comunica a ésta el movimiento de vaivén, que a su vez lo transmite al balancín de la sonda. Este cable está sometido a un duro trabajo debido a las tensiones alternantes que se producen al elevar y soltar la herramienta, así como por las continuas sacudidas al tensar.

Unidad de potencia: consiste en un motor de combustión interna, preferentemente del tipo Diésel, por ser el más económico.

Los materiales cortados, triturados o mezclados durante el proceso de la perforación se van acumulando en el fondo del pozo, hasta formar un colchón que impide el avance de las herramientas. Para extraer este material se usa la cuchara, que consiste en una pieza tubular con una válvula en un extremo y un travesaño en el otro. El procedimiento de extracción llamado cuchareo, consiste en bajar la cuchara hasta el fondo del pozo y darle un movimiento leve de subida y bajada, lo que produce una acción de bombeo, que permite la entrada de detritos a través de la válvula interior de la cuchara. **(Imagen 2.16)**

En la perforación a percusión pueden distinguirse dos tipos de terreno, que condicionan el procedimiento a seguir. En formaciones rocosas consolidadas la perforación puede hacerse sin necesidad de que el revestimiento siga inmediatamente al avance, y en muchos casos puede prescindirse totalmente de él. En formaciones granulares poco consolidadas, es preciso que el revestimiento siga al avance de la perforación.

Por esta razón, este procedimiento es ventajoso en la perforación de rocas consolidadas, cuyas paredes se sostienen sin necesidad de inmediato revestimiento a medida que se avanza.

El método de percusión por cable tiene varias ventajas sobre todo en rocas fisuradas, donde es el único aplicable. En zonas donde los acuíferos son de poco espesor, de rendimientos bajos, la perforación por percusión permite la identificación de estratos productores, que no podrían detectarse fácilmente, si se utilizan otros métodos. En sitios donde el agua para perforación sea escasa, ofrece innegables ventajas. Sin embargo, con este método se tienen algunas desventajas: tasas de perforación bajas, y a veces dificultades para extraer el entubado en algunas formaciones geológicas. Estos aparatos se recomiendan para pozos de gran diámetro con profundidades de 250-300 m, en terrenos consolidados. En resumen, las ventajas y desventajas de perforar con percusión son las siguientes:

- ✚ La mayoría de estos equipos son pequeños, de relativo bajo costo y se pueden desplazar fácilmente aún en terrenos montañosos. Tienen unidades de potencia pequeñas que pueden ser a gasolina o diésel.
- ✚ Tienen costos de operación y mantenimiento bajos.
- ✚ Son pocos los accesorios y herramientas que se necesitan para este tipo de perforación.
- ✚ En rocas consolidadas la velocidad de perforación puede ser muy baja, sin embargo, con paciencia pueden perforarse buenos pozos productores de agua. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

Los elementos fundamentales que intervienen en la realización de un pozo a rotación con circulación directa son: **(Imagen 2.17)**

- ✚ La columna o sarta de perforación.
- ✚ La máquina de perforar que, desde la superficie, proporciona, a la sarta el movimiento de giro y avance que se transmite a la broca.

- ✚ El fluido de perforación que, en general, es un lodo bentónico, con ciertos aditivos para adecuar sus características a las necesidades de la perforación. (Vèlez Otálvaro, 2011)

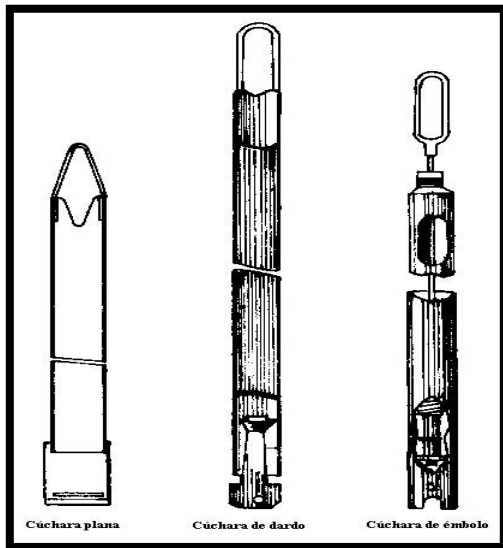


Imagen 2.16 Cucharas de limpieza en sondeos a percusión.

Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

La (**Imagen 2.18**) muestra el tipo de broca que, generalmente se usa en la perforación rotatoria con circulación directa. Son llamadas brocas tricono porque tienen tres o más “conos” o cuchillas fabricadas con acero al carbón, muchas veces con incrustaciones de diamante. Las brocas se limpian y lubrican con el fluido de perforación que circula por el centro de ésta, que tritura y despedaza la roca de la formación adyacente. (Vèlez Otálvaro, 2011)
El fluido o lodo de perforación es esencial para una perforación eficiente.

Sus funciones son:

- ✚ Recoge todos los fragmentos de roca del fondo del pozo y los lleva a la superficie.
- ✚ Soporta las paredes del pozo y previene su derrumbe.
- ✚ Enfría y limpia la broca.
- ✚ Sella las paredes del pozo con el fin de evitar pérdidas de lodo.
- ✚ Lubricación de la broca, la tubería de perforación y bomba de lodos.

Este método ofrece las siguientes ventajas:

- ✚ Tasa de penetración relativamente altas en todos los tipos de materiales.
- ✚ Se requiere un entubado mínimo durante la perforación.
- ✚ La movilización y el desmonte del equipo son fáciles.

Las principales desventajas son las siguientes:

- ✚ El equipo tiene costos muy altos tanto la máquina como las brocas, entubado y demás repuestos.

- ✚ La toma de muestras requiere cuidados especiales.
- ✚ El uso de fluidos de perforación puede obstruir ciertas formaciones.
- ✚ Se dificulta la construcción de un pozo derecho

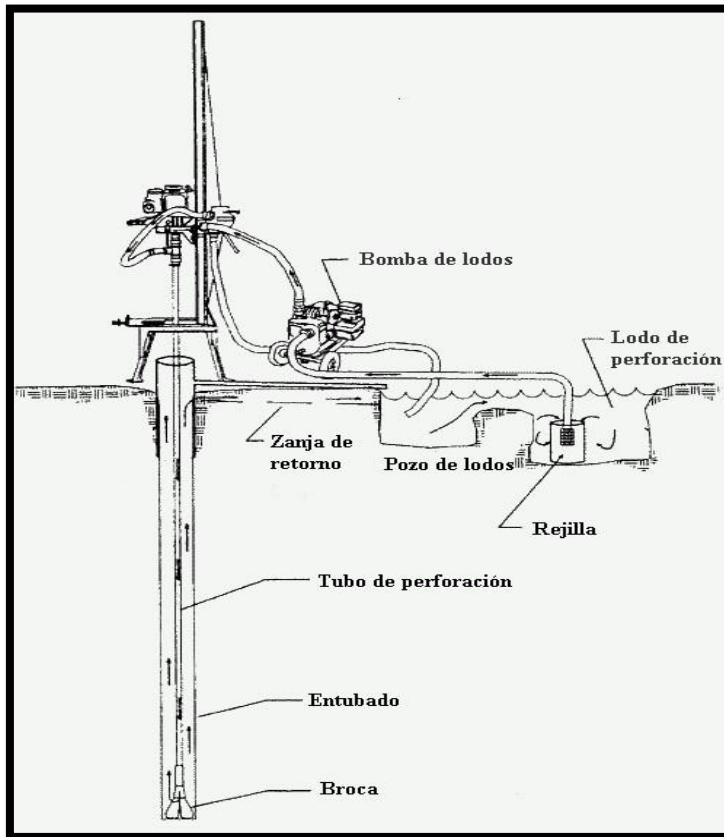


Imagen 2.17. Equipo de perforación a rotación con circulación directa.
Fuente: (Vélez Otálvaro, 2011)

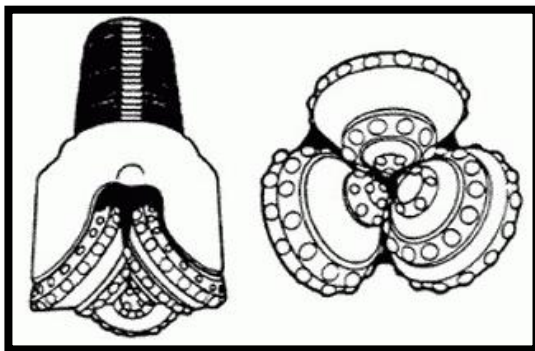


Imagen 2.18. Broca tricono para perforación rotatoria con circulación directa
Fuente: (Vélez Otálvaro, 2011)

2.2.18.2.1. Perforación rotatoria con circulación invertida.

Cuando el diámetro de una perforación es grande, la velocidad del lodo en el anular comprendido entre la pared del varillaje y el terreno, resulta muy pequeña e insuficiente para elevar el detritus o ripio a la superficie, haciendo lenta y peligrosa la perforación.

Para obviar este inconveniente, se invierte el sentido de circulación del lodo; es decir, se le hace descender por el anular citado y retornar por el interior del varillaje que, en este método, es de mayor diámetro, (**Imagen 2.19**). Las tres ventajas principales que se obtienen son:

- ✚ Gran capacidad de extracción de detritus debido a la alta velocidad del lodo en el interior del varillaje.
- ✚ Pequeña velocidad de descenso del lodo por el anular, con mínimo efecto de erosión de las paredes del terreno, disminuido aún más por tratarse de lodo limpio, sin partículas de detritus.
- ✚ Posibilidad de emplear (si la formación se sostiene) lodos de baja densidad y viscosidad, puesto que la capacidad de arrastre del detritus está confiada a su alta velocidad en el interior del varillaje. Con estos lodos ligeros, que pueden llegar a ser agua limpia, no se corre el riesgo de impermeabilizar acuíferos de poca potencia o escasa presión. (Vèlez Otálvaro, 2011)

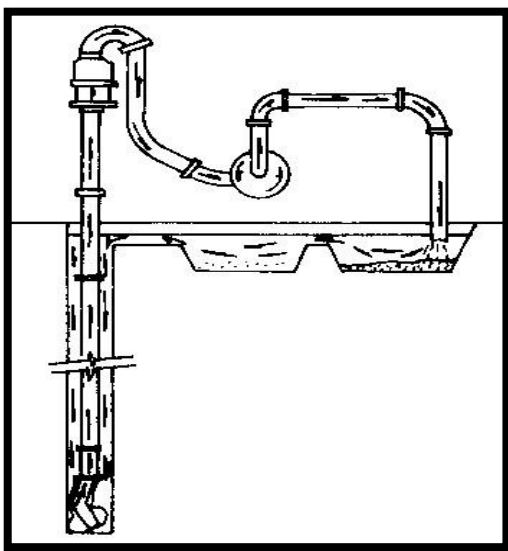


Imagen 2.19. Sistema de perforación invertida.

Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

Este procedimiento de perforación debe utilizarse preferentemente para diámetros grandes, formaciones poco coherentes o blandas y en las que las pérdidas de agua o lodo sean pequeñas. La utilidad del método decrece a medida que se alejan estas condiciones ideales. Las brocas en este tipo de perforación difieren de las de la perforación rotatoria con circulación directa (**Imagen 2.20**). (Vèlez Otálvaro, 2011)

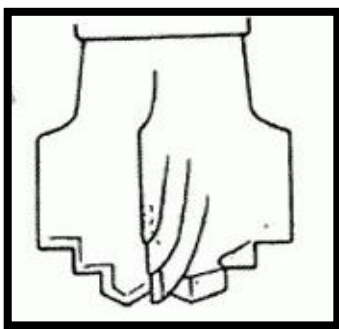


Imagen 2.20. Broca para perforación rotatoria inversa.

Fuente. (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.19. Desarrollo del pozo.

Se llama desarrollo del pozo la operación tendiente a eliminar las fracciones más finas del material acuífero en las inmediaciones de la rejilla. Con esto se estabiliza la formación y se alcanza una granulometría más gruesa y uniforme en esa zona. Este proceso constituye el verdadero acabado del pozo con el cual alcanza su máxima capacidad.

Fundamentalmente se obtienen 3 ventajas:

- ✚ Se repara cualquier daño u obstrucción que haya sufrido la formación, como consecuencia de la perforación.
- ✚ Se aumenta la permeabilidad y la porosidad de los alrededores del pozo.
- ✚ Se estabiliza la formación.

Un desarrollo natural es aquel que se hace utilizando los mismos materiales del acuífero, para formar una zona de alta permeabilidad en torno al pozo.

El acabado de este tipo de pozos consiste en la eliminación de las partículas más finas de la formación acuífera, permitiéndoles entrar al pozo a través de las aberturas de la rejilla y luego ser extraídas por achicamiento y bombeo. El proceso de desarrollo debe continuar hasta que cese el desplazamiento de finos desde la formación y ésta se encuentre estabilizada, impidiendo cualquier movimiento posterior de la arena. (**Imagen 2.21**)

Otra manera de proveer una envoltura de material granular altamente permeable alrededor de la rejilla es por medio de un filtro artificial de grava. Algunos autores argumentan que el desarrollo resulta innecesario cuando el pozo ha sido dotado de un filtro artificial de grava, sin embargo, la experiencia ha demostrado que sí debe efectuarse el trabajo de desarrollo, si se desea obtener el máximo rendimiento del pozo. (Vèlez Otálvaro, 2011)

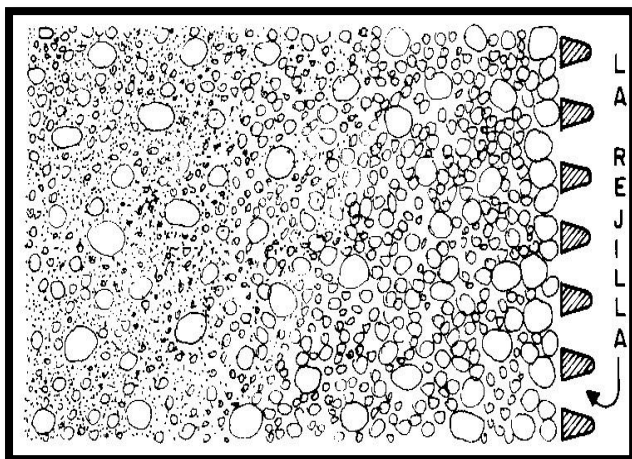


Imagen 2.21. Principio en que se basa el desarrollo natural de un pozo. Mediante el proceso las partículas finas son eliminadas de la formación

Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.19.1. Chorros de alta velocidad.

El empleo de un chorro de alta velocidad es quizás el mejor método para desarrollar un pozo. Tiene las siguientes ventajas:

- ✚ La energía se concentra sobre un área pequeña, con obviamente mayor efectividad.

- ✚ Cada parte de la rejilla puede ser tratada en forma selectiva, lográndose un desarrollo completo, si sus aberturas se hallan muy próximas y son de la forma adecuada, para que el chorro pueda ser dirigido hacia el material de la formación.

- ✚ Resulta muy sencillo de aplicar, y no es susceptible de causar problemas si se usa en demasía.

Los principales elementos del equipo que se requiere consisten de un sencillo dispositivo para producir el chorro, conjuntamente con una bomba de alta presión, la manguera y tubería necesarias. **(Imagen 2.22)**

La acción enérgica de los chorros de agua de alta velocidad, que salen por las aberturas de la rejilla, agitan y reacomodan las partículas de la formación que la rodea. La película de lodo depositada en el agujero, cuando se emplea el método convencional de perforación por rotación, es efectivamente desprendida y dispersada de modo que el lodo de perforación se puede extraer fácilmente por bombeo. El procedimiento consiste en hacer funcionar un eyector horizontal por dentro del pozo, en tal forma que los chorros de alta velocidad salgan por las aberturas de las rejillas. Haciendo girar lentamente el eyector, subiéndolo y bajándolo, se logra aplicar la vigorosa acción del chorro a toda la superficie de la rejilla. (Vèlez Otálvaro, 2011)

La arena fina, el limo y la arcilla son eliminados de la formación acuífera y la turbulencia creada por los chorros de agua arrastra estos materiales finos hacia el pozo a través de aquellas aberturas de la rejilla, que se hallen situadas por encima y por debajo del punto de operación.

Por esto es conveniente que se bombee el pozo ligeramente, al mismo tiempo que se esté aplicando el chorro de alta velocidad. Esto no siempre es posible, pero debe hacerse cuando el diámetro del pozo, el equipo disponible y la posición del nivel estático del agua lo permitan. (Vèlez Otálvaro, 2011)

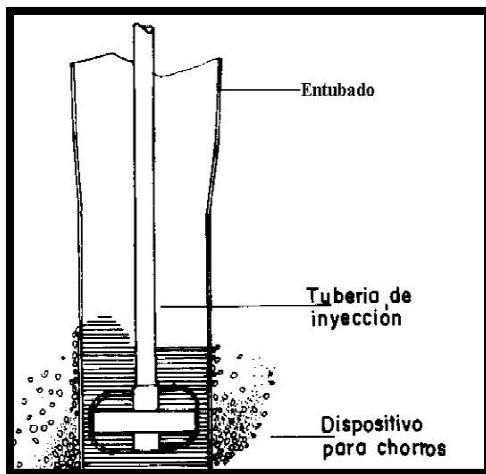


Imagen 2.22. Dispositivo de chorro horizontal para desarrollo de pozos.
Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.20. Equipo de bombeo.

La perforación y terminación de un pozo sólo constituye una parte de la solución del problema de obtención de agua en cantidad suficiente donde se desee usarla. Se requiere también elevar el agua a alturas mayores que el pozo, por lo que se hace necesario la selección y montaje de una bomba apropiada.

Las bombas para pozos se clasifican en dos grandes tipos: bombas para pozos no profundos y bombas para pozos profundos. Esta clasificación tiene en cuenta la posición de la bomba en el pozo y no su profundidad.

Una bomba para pozos no profundos se instala en la superficie del terreno y la tubería de succión irá al interior del pozo. Este tipo de bomba se puede instalar dependiendo de la capacidad de succión del sistema, sin importar la profundidad del pozo. Su uso se limita a pozos muy pequeños con altos niveles estáticos y bajos abatimientos, ya que la longitud de la línea de succión está limitada en la práctica, dependiendo de la altitud del lugar y de las pérdidas locales y por fricción, a unos 6 metros. Las bombas de pozo profundo se instalan dentro del pozo, de tal modo que la succión está sometida a presión positiva, lo que implica que la granada está sumergida, por debajo del nivel de bombeo.

Para el bombeo de aguas subterráneas, las bombas más frecuentemente utilizadas son las centrífugas. Existen muchas variantes en su diseño. Originalmente eran instaladas en el terreno o en un lugar próximo a éste, para operar por succión; pronto fueron adaptadas para colocarlas bajo el agua en los pozos, en un principio mediante largas extensiones del eje dentro de cajones sumergidos y posteriormente en la forma compacta que hoy se conoce con el nombre de bomba turbina vertical. (Imagen 2.23) (Vèlez Otálvaro, 2011)

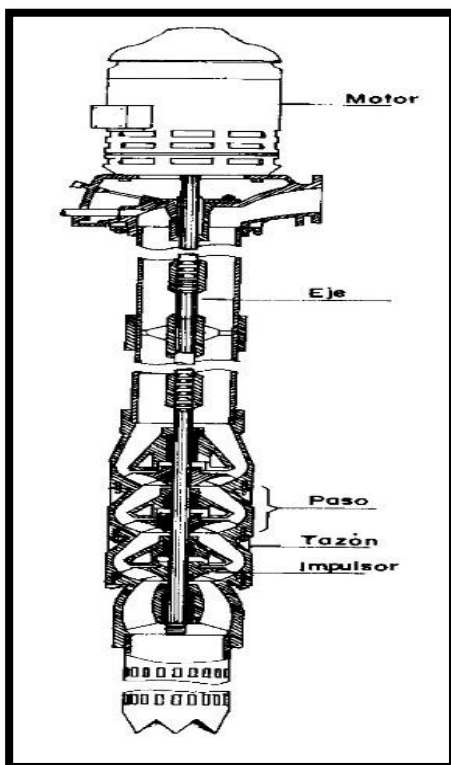


Imagen 2.23. Bomba turbina de tres etapas.

Fuente: (Vèlez Otálvaro, 2011)

2.2.20.1. Selección de la bomba

La selección de una bomba es determinada por las características de diseño y la localización del pozo. Los principales parámetros de diseño son:

- ✚ Diámetro del pozo.
- ✚ Caudal deseado.
- ✚ Cabeza dinámica total.

- ✚ Requerimiento de potencia.
- ✚ Fuente de energía.
- ✚ Calidad del agua.
- ✚ NPSH.
- ✚ Costos a corto y largo plazo.

2.2.20.1.1. Caudal de diseño óptimo.

Generalmente las bombas para pozos se seleccionan más con criterios ingenieriles que económicos, a pesar de los grandes ahorros que se obtendrían de tenerse en cuenta estos últimos. En ausencia de cualquier otro criterio, el tamaño de una bomba debería ser aquel en el cual el agua bombeada tenga el menor costo. Cada pozo produce agua a costos diferentes, porque los acuíferos y el diseño de los pozos son también distintos. El costo depende de la curva característica del pozo, definida por la ecuación de descarga optima (**Imagen 2.24**) ya que, a mayores caudales, mayores abatimientos y, por lo tanto, mayores costos de operación, para una formación acuífera determinada. La curva característica de un pozo es:

$$s = BQ + CQ^p$$

Donde:

s: abatimiento del pozo.

B: coeficiente que tiene en cuenta las pérdidas en la formación.

C, p: coeficientes que indican pérdidas en la zona de entrada al pozo.

Como el precio del agua no es un beneficio real (valor), pero el costo de producirla sí, el beneficio puede ser obtenido usando el método de costo alternativo. Este asume que una cantidad de agua adicional se necesita y puede obtenerse. Por ejemplo, para una ciudad o para un agricultor, el costo alternativo será el costo de obtener agua de otro pozo, a menos que haya otra fuente más barata.

De acuerdo a esto, la descarga que maximiza los beneficios netos ($B' - C'$), la descarga óptima, es el caudal donde la pendiente de la curva de costos y la curva de beneficios son iguales, figura 7.5. B' son los beneficios y C' son los costos. Se asume que el beneficio del agua, determinado por el método del costo alternativo, es lineal. (Vèlez Otàlvaro, 2011)

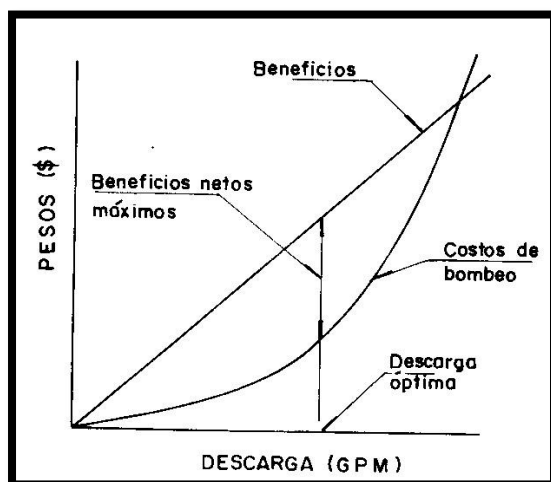


Imagen 2.24. Descarga óptima.

Fuente: (Vèlez Otàlvaro, 2011)

2.2.20.1.2. Potencia del equipo de bombeo.

El cálculo de la potencia de la bomba y del motor debe realizarse con la siguiente fórmula:
La potencia P_b viene expresada por la relación siguiente:

$$P_b = \frac{Q \cdot H_t}{76 \cdot n}$$

Donde:

P_b = Potencia de la bomba y el motor. (HP)

Q = Caudal del bombeo expresado en (l/seg)

H_t = Altura dinamica total en metros. (M)

n = eficiencia del sistema del bombeo

$\eta = \eta_{\text{motor}} \eta_{\text{bomba}}$

Debe consultarse al proveedor o fabricante, sobre las curvas características de cada bomba y motor para conocer sus capacidades y rendimientos reales. La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia (η) mayor a 70%.

2.2.20.1.3. Número de unidades de bombeo.

Depende del caudal de bombeo y de sus variaciones, además, de la necesidad de contar de equipos de reserva para atender situaciones de emergencia. En situaciones donde se requiere solo un equipo de bombeo, es recomendable instalar uno idéntico de reserva, estableciendo un coeficiente de seguridad del 200%; pero si el tamaño de los equipos resulta muy grande, es recomendable incrementar el número de ellos, estableciendo coeficientes de seguridad menores, pero mayores alternativas y menores costos de operación. En tales casos puede admitirse hasta 150% como coeficiente de seguridad de los equipos. (Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, OPS/CEPIS/05.161 UNATSABAR, Lima, 2005)

2.2.20.1.4. Tipos de bombas para el proyecto presentado




Las bombas más frecuentemente usadas en el abastecimiento de agua son las bombas centrifugas, horizontales y verticales, y las bombas sumergibles.

El proyectista de acuerdo a las características del proyecto, seleccionará el tipo de bomba más adecuada a las necesidades del mismo.

2.2.20.1.5. Bombas centrifugas verticales.

Son equipos que tienen el eje transmisión de la bomba en forma vertical sobre el cual se apoya un determinado número de impulsores que elevan el agua por etapas. Deben ubicarse directamente sobre el punto de captación, por lo cual casi se limita su uso a pozos profundos.

Estas bombas se construyen de diámetros pequeños, a fin de poder introducirlas en las perforaciones de los pozos, los cuales exigen diámetros pequeños por razones de costo. Una unidad de bombeo de un pozo consta seis partes principales, que son:

-  La máquina motriz, el cabezal de transmisión, eje de transmisión, la columna o tubería de impulsión, la bomba y la tubería de succión. (**Imagen 2.25**)
-  De acuerdo al tipo de lubricación del eje de transmisión de la bomba, pueden ser de dos tipos: lubricadas con el mismo líquido que se bombea y lubricadas con aceite.
-  Los motores eléctricos para montaje vertical y, sobretudo, los especiales llamados de eje hueco, son los más utilizados para accionar este tipo de bombas.

- La ventaja principal de estos equipos es su versatilidad y su capacidad para trabajar en un amplio rango de velocidades.
- Entre sus desventajas están lo ruidosas que son y la estricta verticalidad que exige a los pozos para su instalación.
- Los costos de instalación de este tipo de bombas son menores a los demandados por la instalación de una bomba de eje horizontal; sin embargo, la operación y mantenimiento exige cuidado especial y mayores costos. (Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, OPS/CEPIS/05.161 UNATSABAR, Lima, 2005)

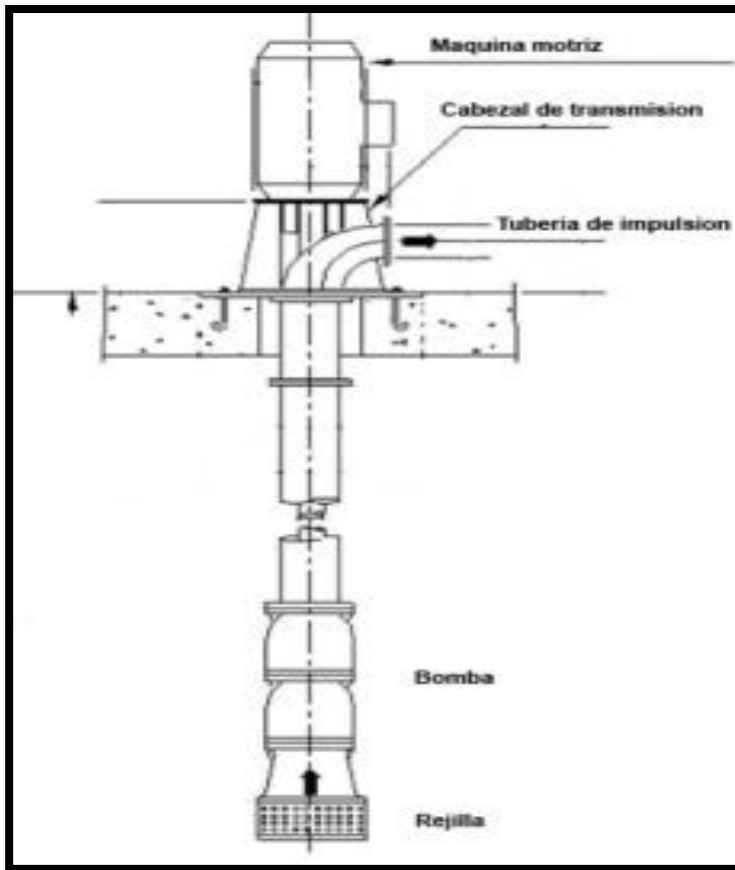


Imagen 2.25. Bombas centrífugas de eje vertical.

Fuente: Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, OPS/CEPIS/05.161 UNATSABAR, Lima, 2005

2.2.20.1.6. Bombas sumergibles

Son equipos que tienen la bomba y motor acoplados en forma compacta, de modo que ambos funcionan sumergidos en el punto de captación; se emplean casi exclusivamente en pozos muy profundos, donde tienen ventajas frente al uso de bombas de eje vertical.

Estas bombas tienen la desventaja de poseer eficiencia relativamente baja, por lo cual, aun cuando su costo puede ser relativamente bajo, el costo de operación es elevado por su alto consumo de energía (**Imagen 2.26**). (Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, OPS/CEPIS/05.161 UNATSABAR, Lima, 2005)

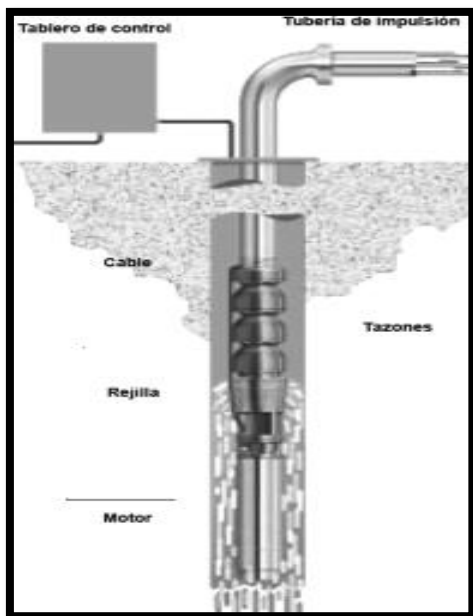


Imagen 2.26. Bombas sumergibles.

Fuente: Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable, OPS/CEPIS/05.161 UNATSABAR, Lima, 2005

2.2.21. Línea de impulsión o conducción.

En un sistema por bombeo, es el tramo de tubería que conduce el agua desde la estación de bombeo hasta el reservorio. (Aricoché, 2012)

Para el diseño de la línea de impulsión se requiere de:

- ✚ Información de la población.
- ✚ Investigación de la fuente: Caudal y temporalidad.
- ✚ Plano topográfico de la ruta seleccionada.
- ✚ Estudio de suelos y si es el caso estudio geológico para determinar la estabilidad del terreno.
- ✚ Calidad fisicoquímica de la fuente.

Para el trazado de la línea de impulsión se tomará en cuenta lo siguiente:

- ✚ Evitar pendientes mayores del 30% para evitar velocidades excesivas.
- ✚ En lo posible buscar el menor recorrido siempre y cuando esto no conlleve a excavaciones excesivas u otros aspectos.
- ✚ Evitar cruzar por terrenos privados o comprometidos para evitar problemas durante la construcción y en la operación y mantenimiento del sistema.
- ✚ Mantener las distancias permisibles de vertederos sanitarios, márgenes de ríos, terrenos, aluviales, nivel freático alto, cementerios y otros servicios.
- ✚ Utilizar zonas que sigan o mantengan distancias cortas a vías existentes o que por su topografía permita la creación de caminos para la ejecución, operación y mantenimiento.

- ✚ Evitar zonas vulnerables a efectos producidos por fenómenos naturales y antrópicos.
- ✚ Tener en cuenta la ubicación de las canteras para los préstamos y zonas para la disposición del material sobrante, producto de la excavación.
- ✚ Establecer los puntos donde se ubicarán instalaciones, válvulas y accesorios, u otros accesorios especiales que necesiten cuidados, vigilancia y operación.

2.2.21.1. Diseño de línea de impulsión o conducción por bombeo.

2.2.21.1.1. Criterios y parámetros de diseño.

Se debe tener en cuenta en el diseño ciertos criterios y parámetros que permitan dar seguridad y condiciones de servicio a un mínimo costo de inversión.

Para la línea de impulsión se toma como base estos criterios y parámetros, partiendo de las condiciones a las que se encontrará sometida la tubería, como su entorno y el tipo de fluido que conducirá. (Aricoché, 2012)

2.2.21.1.2. Caudal de diseño.

El caudal de una línea de impulsión será el correspondiente al consumo del máximo diario para el periodo de diseño. Tomando en cuenta que no resulta aconsejable ni práctico mantener períodos de bombeo de 24 horas diarias, habrá que incrementar el caudal de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo así las necesidades de la población para el día completo. El caudal de bombeo se calcula usando la siguiente formula: (Aricoché, 2012)

$$Qb = Qmd \times \frac{24}{N}$$

Donde:

Qb= Caudal de bombeo (l/s).

N = Número de Horas de Bombeo

Qmd = Caudal Máximo Diario (l/s).

2.2.21.1.3. Tuberías

Para la línea de impulsión por bombeo se debe determinar las clases de tubería capaces de soportar las presiones de servicio y contrarrestar el golpe de ariete. Para ello se presentan los siguientes criterios. (Aricoché, 2012)

✚ Criterio Técnico

La elección de la dimensión del diámetro depende de la velocidad en el conducto, velocidades muy bajas permiten sedimentación de partículas y velocidades altas producen vibraciones en la tubería, así como pérdidas de carga importantes, lo que repercute en un costo elevado de operación

✚ Criterio Económico

El cálculo económico, está basado en:

- Datos de inversión inicial.
- Costo de la tubería instalada por metro lineal.
- Costo del equipo de bombeo instalado por cada HP o KW.
- Datos de inversión por explotación.
- Costo anual de operación.
- Valor presente de operación en 10 años.

2.2.21.1.4. Selección de diámetros.

Un procedimiento para la selección del diámetro es usando la fórmula de Bresse.

$$D = K * X * \frac{1}{4} * Qb * \frac{1}{2}$$

Donde:

X = N° de Horas Bombeo/ 24

K = 1.3 D = Diámetro en m

Qb = Caudal de Bombeo en m³ /s.

Después de hallar un D, se escogen dos (2) diámetros comerciales en torno al valor de Bresse, con velocidades comprendidas entre 0,6 a 2,0 m/s y se determina las pérdidas de carga y potencia de equipo requerido en cada caso.

El análisis de costos que involucra tuberías, equipo y costos de operación y mantenimiento permitirá seleccionar el diámetro de mínimo costo. Un procedimiento para la selección del diámetro más adecuado (económico), es usando la fórmula de Bresse, que se aplica mediante la expresión siguiente:

$$d = K\sqrt{Q}$$

Donde:

d =Diámetro económico de la tubería, m.

K =Coeficiente de Bresse, de 0.9 a 1.5.

Q =Caudal de flujo en m³/s.

Determinado d, se escogen dos diámetros comerciales en torno al valor de Bresse.

2.2.21.1.5. Velocidad y presión.

Es muy importante calcular la velocidad y presión de agua en las tuberías. Cuando se trata de un sistema rural de abastecimiento de agua es aceptable tener velocidades menores a 0.6 m/s para minimizar las pérdidas por fricción y se deberá mantener una presión de por lo menos 5 m en los puntos críticos, tal como lo recomiendan las normas generales del Ministerio de Salud. La velocidad del flujo a través de la tubería se obtiene mediante la expresión siguiente: (Aricoché, 2012)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

Donde:

V: Velocidad del flujo a través de la tubería, m/s.

Q: Caudal del flujo, m³/s.

A: Área de la sección transversal de la tubería, m².

2.2.21.1.6. Clase y material de tuberías.

Habrà que determinar las clases de tubería capaces de soportar las presiones de servicio y contrarrestar el golpe de ariete. El material de la tubería es escogido por factores económicos, así como de disponibilidad de accesorios, y características de resistencia, ante esfuerzos que se producirán en el momento de su operación.

La presión estática máxima estará en función de las especificaciones técnicas de la clase de tubería a utilizarse.

Se evaluará el material de tubería a utilizar cuando la corrosividad sea especialmente agresiva, es decir para cuando el contenido de sales solubles, ion sulfatos y ion cloruros del terreno sean superiores a 1000 ppm y el pH del subsuelo esté fuera de los límites comprendidos entre 6 y 8. (Aricoché, 2012)

2.2.21.1.7. Pendientes mínimas.

Se recomienda pendientes mínimas de:

- ✚ 2 a 3 mm/m en las partes ascendentes y de 4 a 6 mm/m en las partes descendentes.
- ✚ Estando sujeto esto a la configuración de la topografía.

2.2.21.1.8. Perdida de carga en las tuberías.

La pérdida de carga en una tubería es la pérdida de energía dinámica del fluido debida a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería que las contiene. Pueden ser continuas, a lo largo de conductos regulares, accidental o localizada, debido a circunstancias particulares, como un estrechamiento, un cambio de dirección, la presencia de una válvula, etc. Se calculará las pérdidas por fricción mediante la expresión (fórmula de Hazen-Williams) siguiente: (Aricoché, 2012)

$$S_f = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2788 C_H d^{2.63}}}$$

Donde:

S_f=Pendiente de fricción, m/m.

Q =Caudal, (m³/s).

C_H =Coeficiente de Hazen -Williams.

d= Diámetro de la tubería, m.

En la (**Tabla 2.2**) se muestran los valores del coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams para diferentes materiales.

Tabla 2.2. Coeficiente de Hazen- Williams para algunos materiales

Material	C
Asbesto cemento	140
Latón	130-140
Ladrillo de saneamiento	100
Hierro fundido, nuevo	130
Hierro fundido, 10 años de edad	107-113
Hierro fundido, 20 años de edad	89-100
Hierro fundido, 30 años de edad	75-90
Hierro fundido, 40 años de edad	64-83
Concreto	120-140
Cobre	130-140
Hierro dúctil	120
Hierro galvanizado	120
Vidrio	140
Plomo	130-140
Plástico (PE,PVC)	140-150
Tubería lisa nueva	140
Acero nuevo	140-150
Acero	130
Acero rolado	110
Lata	130
Madera	120
Hormigón	120-140

Fuente: (Aricoché, 2012)

- La pérdida de carga en una tubería se calcula mediante la expresión siguiente:

$$h = s \times L_{ff}$$

Se puede considerar que las pérdidas locales en los accesorios equivalen a un 10 % de las pérdidas por fricción.

- La pérdida de carga total en la tubería será la suma de las pérdidas por fricción y las pérdidas Locales se calcula con la expresión siguiente:

$$H_{ftotal} = h_f + h_{local}$$

- La altura geométrica, esto es la diferencia de nivel entre captación-reservorio (altura estática total). Se calcula mediante la expresión siguiente:

$$H_g = H + H_s + H_d$$

Donde:

Hg = Altura geométrica, m.

Hs = Altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior, m.

Hd = Altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior con relación al eje de la bomba, m.

El conjunto elevador deberá vencer la diferencia de nivel entre captación-reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios) y adicionarle la presión de llegada. **(Imagen 2.27).**

La altura dinámica total (HDT) se calcula mediante la expresión siguiente:

$$HDT = H_g + H_{ftotal} + H_{escurr}$$

Donde:

HDT=Altura dinámica total, m.

Hg =Diferencia de niveles entre captación y reservorio, m.

Hf =total Pérdidas de cargas totales, m.

Hescurr =Altura libre de escurrimiento, m

2.2.21.1.9. Altura dinámica total (HT).

El conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios) y adicionarle la presión de llegada **(Imagen 2.27).**

Altura dinámica total en el sistema de bombeo, se da a través de la siguiente formula:

$$H_t = H_g + H_{ftotal} + P_s$$

Hs = Altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

Hd = Altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior con relación al eje de la bomba.

Hg = Altura geométrica, esto es la diferencia de nivel; (altura estática total)

Hs + Hd = Hg Hftotal = Pérdida de carga (totales).

Ps = Presión de llegada al reservorio (se recomienda 2 m). (Aricoché, 2012)

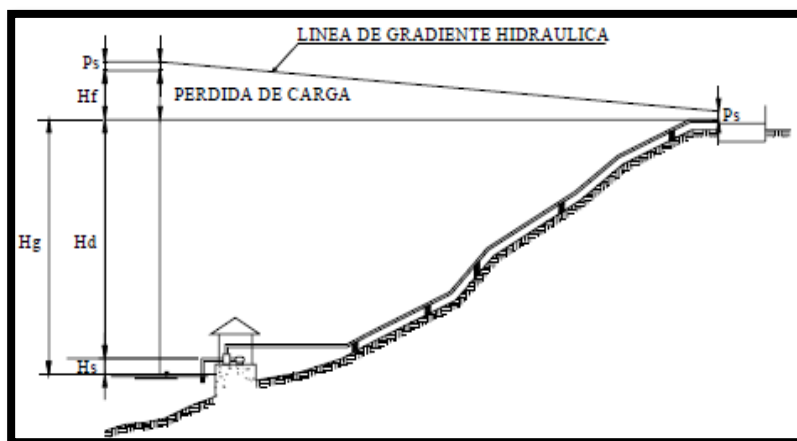


Imagen 2.27. Línea gradiente hidráulica de la línea de impulsión
Fuente: OPS/CEPIS/04.105 UNATSABAR (s.f.)

2.2.22. Golpe de Ariete.

Cuando se cierra bruscamente una válvula o un grifo instalado en el extremo de una tubería de cierta longitud, las partículas de fluido que se han detenido son empujadas por las que vienen inmediatamente detrás y que siguen aún en movimiento. Esto origina una sobrepresión que se desplaza por la tubería a una velocidad que puede superar la velocidad del sonido en el fluido. Esta sobrepresión tiene dos efectos: comprime ligeramente el fluido, reduciendo su volumen, y dilata ligeramente la tubería. Cuando todo el fluido que circulaba en la tubería se ha detenido, cesa el impulso que la comprimía y, por tanto, ésta tiende a expandirse. Por otro lado, la tubería que se había ensanchado ligeramente tiende a retomar su dimensión normal. Conjuntamente, estos efectos provocan otra onda de presión en el sentido contrario. El fluido se desplaza en dirección contraria, pero, al estar la válvula cerrada, se produce una depresión con respecto a la presión normal de la tubería. Al reducirse la presión, el fluido puede pasar a estado gaseoso formando una burbuja mientras que la tubería se contrae. Al alcanzar el otro extremo de la tubería, si la onda no se ve disipada, por ejemplo, en un depósito a presión atmosférica, se reflejará siendo mitigada progresivamente por la propia resistencia a la compresión del fluido y a la dilatación de la tubería. (Aricoché, 2012)

El fenómeno del golpe de ariete, también denominado transitorio, se puede resumir como la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presión, y se puede producir tanto en impulsiones como en abastecimientos por gravedad.

Para evitar el golpe de Ariete se debe tomar las siguientes medidas:

- ✚ Limitación de la velocidad en las tuberías.
- ✚ Cierre lento de válvulas y registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- ✚ Empleo de válvulas y dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio.
- ✚ Utilización de tuberías que puedan soportar sobrepresiones ocasionadas por el golpe de ariete.
- ✚ Construcción de pozos de oscilación capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación de agua.

Esta solución es adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas.

- ✚ Instalación de cámaras de aire comprimidas que proporcionen el amortiguamiento de los golpes. El mantenimiento de estos dispositivos requiere ciertos cuidados, para que se mantenga el aire comprimido en las cámaras. (OPS/CEPIS/04.105 UNATSABAR)

2.2.22.1. Valor de celeridad.

La celeridad (a) es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería. La siguiente ecuación propuesta por Allievi, permite una evaluación rápida del valor de la celeridad cuando el fluido circulante es agua. (Aricoché, 2012)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}, \quad \left(K = \frac{10^6}{E} \right)$$

Donde:

a = Celeridad en la conducción de agua a presión, m/s.

E = Módulo de elasticidad del material, Kg/cm²

K = Factor adimensional.

D = Diámetro interior de la tubería, mm.

e = Espesor de la tubería, mm.

A continuación, se presentan distintos valores de K para hallar la celeridad, dependiendo del material de la tubería. (Tabla 2.3)

Tabla 2. 3.Valores de K para hallar la celeridad.

Material de la tubería	E(Kg/m ²)	K
Palastros de hierro y acero	2 x 10 ¹⁰	0.5
Fundición	10 ¹⁰	1
Hormigón (sin armar)	2 x 10 ⁹	5
Fibroemento	1.85 x 10 ⁹	5.5 (5-6)
PVC	3 x 10 ⁸	33.3 (20-50)
PE baja densidad	2 x 10 ⁷	500
PE alta densidad	9 x 10 ⁷	111.11

Fuente: (Aricoché, 2012)

En el caso de que la conducción esté constituida por tramos de tubos de diferentes características (diámetro, espesor, timbraje, material, etc.), la celeridad media se calculará como la media ponderada de la celeridad de cada tramo. Si $L_1, L_2, L_3 \dots$, son las longitudes de los tramos de distintas características y $a_1, a_2, a_3 \dots$, las celeridades respectivas, el tiempo total L/a que tarda la onda en recorrer la tubería será la suma de los tiempos parciales:

$$L/a = L_1/a_1 + L_2/a_2 + L_3/a_3$$

Luego, para calcular la celeridad media, se utilizará la siguiente ecuación:

$$a = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}}$$

2.2.22.2. Tiempo de cierre de la válvula y tiempo de parada de bombas. Cierre lento y cierre rápido.

Se define el tiempo (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido.

Este concepto es aplicable tanto a conducciones por gravedad como a impulsiones, conociéndose en el primer caso como tiempo de cierre de la válvula y como tiempo de parada en el segundo. El tiempo de cierre de una válvula puede medirse con un cronómetro, es un tiempo físico y real; por el contrario, en el caso de las bombas, el tiempo de parada no puede medirse de forma directa y es más difícil de controlar. (Aricoché, 2012)

La siguiente formula es propuesta por Mendiluce para el cálculo del tiempo de parada:

$$T = C + \frac{K * L * V}{g * H_m}$$

Donde:

T =Tiempo de parada, s.

C y K= Coeficientes de ajuste empíricos.

L =Longitud de la tubería, m.

V =Velocidad del fluido en la tubería, m/s.

g= Aceleración de la gravedad, m/s².

Hm =Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo, m.

La altura manométrica puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$H_m = H_g + h_{fT}$$

Donde:

Hm=Altura manométrica, m.

Hg =Altura geométrica o presión estática, m.

h_{fT} =Pérdidas totales, m.

La altura geométrica o presión estática (Hg) se mide siempre inmediatamente aguas arriba de la bomba, por lo que la profundidad del agua en el pozo debe tenerse en cuenta en el caso de bombas sumergidas.

El coeficiente C es función de la pendiente hidráulica (m), siendo $m = H_m/L$. (**Imagen 2.28**)

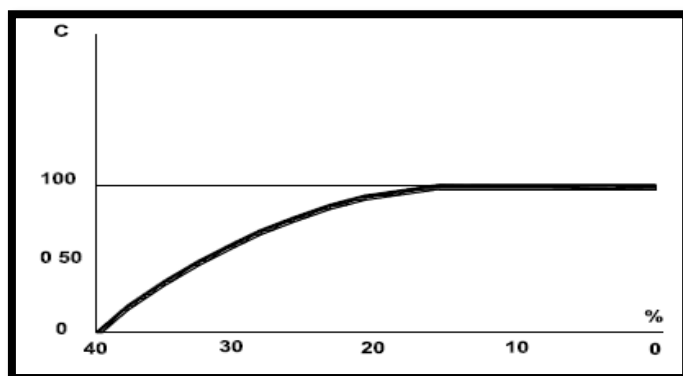


Imagen 2.28. Valores del coeficiente C en función de la pendiente hidráulica (m).

Fuente: (Aricoché, 2012)

En la (Tabla 2.4) se presenta los valores del coeficiente C según Mendiluce para diferentes pendientes.

Tabla 2. 4. Valores del coeficiente C según Mendiluce.

Pendiente ($m= H_m/L$)	Coeficiente (C)
$H_m/L < 0.20$	C= 1
$H_m/L < 0.20$	C=0
$H_m/L < 0.20$	C=0.60

Fuente: (Aricoché, 2012)

El coeficiente K depende de la longitud de la tubería y puede obtenerse a partir de la (Tabla 2.5), propuesta por Mendiluce. Este autor recomienda la utilización de los valores de K redondeados siempre del lado de la seguridad y por ser de más sencillo manejo.

Tabla 2.5.Valores del coeficiente K según Mendiluce.

L	K
$L < 500$	2
$L \approx 500$	1.75
$500 < L < 1500$	1.5
$L \approx 1500$	1.25
$L > 1500$	1

Fuente: (Aricoché, 2012)

2.2.22.3. Método práctico para el cálculo del golpe de ariete

Se necesita calcular previamente la velocidad del agua y, en impulsiones, la altura manométrica del grupo de bombeo.

Se calcula la celeridad “a” mediante la fórmula de Allievi indicada anteriormente. Se calcula la longitud crítica “Lc”, que es la distancia que separa el final de la impulsión del punto crítico o de coincidencia de las fórmulas de Michaud y Allievi. En la Lc rige la expresión 3.13 siguiente, propuesta por Michaud:

$$L_c = \frac{a \cdot T}{2}$$

Donde:

Lc =Longitud crítica, m.

a =Celeridad en la conducción de agua a presión, m/s.

T =Tiempo calculado según Mendiluce, s.

Para hallar la sobrepresión por golpe de ariete (ΔH), se comparan las longitudes L y Lc según (Tabla 2.6)

Tabla 2. 6. Indicadores para hallar la sobrepresión por golpe de ariete.

$L < L_c$	Impulsión corta	$T > \frac{2L}{a}$	Cierre lento	Michaud	$\Delta H = \frac{2LV}{gT}$
$L > L_c$	Impulsión larga	$T < \frac{2L}{a}$	Cierre rápido	Allieve	$\Delta H = \frac{aV}{g}$

Fuente: (Aricoché, 2012)

El tipo de cierre, lento o rápido, también puede conocerse comparando el tiempo de parada de la bomba, con el tiempo que tarda la onda de presión en dar una oscilación completa, es decir, con $2L/a$.

En régimen permanente, el proceso para cálculo de las tuberías de impulsión es similar al caso de las tuberías de conducción y se basa también en dos situaciones: Cierre rápido y Cierre lento. (Aricoché, 2012)

2.2.22.3.1. Cierre rápido.

Si el cierre o apertura de la válvula es brusco, es decir, si el tiempo de cierre es menor que el tiempo que tarda la onda en recorrer la tubería ida y vuelta, el golpe de ariete máximo se calcula mediante la siguiente ecuación: (Aricoché, 2012)

$$P_s = a * \frac{V}{g}, \quad \left(si T < \frac{2L}{a} \right)$$

Donde:

Pg =Golpe de ariete máximo.

a =Celeridad en la conducción de agua a presión, m/s.

V =Velocidad del fluido, m/s.

G= Aceleración de la gravedad, m/s².

T= Tiempo de cierre, s.

L =Longitud de la tubería, m.

2.2.22.3.2. Cierre lento.

Si el cierre o apertura de la válvula es lento, es decir, si el tiempo de cierre es mayor que el tiempo que tarda la onda en recorrer la tubería ida y vuelta, el golpe de ariete máximo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_s = \frac{2LV}{gt}, \quad \left(si T < \frac{2L}{a} \right)$$

Donde:

Pg= Golpe de ariete máximo.

L= Longitud de la tubería, m.

V =Velocidad del fluido, m/s.

g= Aceleración de la gravedad, m/s².

τ =Tiempo de maniobras, s.

T =Tiempo de cierre, s.

L= Longitud de la tubería, m.

a= Celeridad en la conducción de agua a presión, m/s.

En impulsiones, se colocan las válvulas de retención necesarias para mantener la línea de sobrepresión debida al golpe de ariete por debajo de la línea piezométricas. Con las válvulas de retención se desplaza la línea de máximas presiones del golpe de ariete. (Aricoché, 2012)





2.2.23. Accesorios y válvulas.

- ✚ La elección de las válvulas se realizará, de acuerdo con la función que desempeñan y las condiciones extremas de funcionamiento (presión y temperatura).
- ✚ Las piezas de empalme, derivación y demás accesorios serán del mismo material que los tubos (PVC), o de polipropileno aptas para soportar una presión igual o mayor que las de las tuberías. Según los casos se podrán usar accesorios para roscar, soldar o pegar.
- ✚ Las válvulas podrán ser de bronce, los accesorios de PVC y de F°G°.
- ✚ En la instalación se deben utilizar niples de diferentes dimensiones a fin de garantizar un buen acoplamiento. Para todo caso, las válvulas deben ser de fácil desmontaje y totalmente herméticas. (Aricoché, 2012)

2.2.23.1. Válvulas de aire – ventosas (evacuación y admisión de aire).

Se elegirá de manera clásica la ubicación y dimensionamiento de estas válvulas debido a las condiciones de funcionamiento, cantidad y emplazamiento de las mismas.

Algunas consideraciones a tener en cuenta para la colocación de estas válvulas son las siguientes:



-  En todos los puntos altos, cuando la topografía es accidentada. Si el relieve es regular o plano se ubicarán cada 2.5 km como máximo.
-  Cambio de pendiente ascendente a descendente.
-  En puntos donde la tubería sale sobre el suelo (Ejemplos: Casetas, cámaras, etc.).
-  El diámetro de las válvulas de aire se determinará en función del diámetro de la tubería. (Aricoché, 2012)

2.2.23.2. Válvulas de purga.

Las válvulas de purga se ubicarán en los puntos bajos de la tubería. La elección se realizará teniendo en cuenta la velocidad de drenaje. (Aricoché, 2012)

2.2.23.3. Válvulas de Seccionamiento.

Las válvulas de seccionamiento serán ubicadas teniendo en cuenta la operatividad del sistema. Éstas pueden ser:

-  Válvulas Compuerta hasta tuberías de 250 mm.
-  Válvulas Mariposa desde tuberías de 300 mm.

2.3. GLOSARIO DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. Acuíferos.

Se denomina acuífero a toda formación geológica capaz de almacenar y transmitir el agua subterránea a través de ella, pudiendo extraerse en cantidades significativas mediante obras de captación (**Imagen 2.29**) (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012)

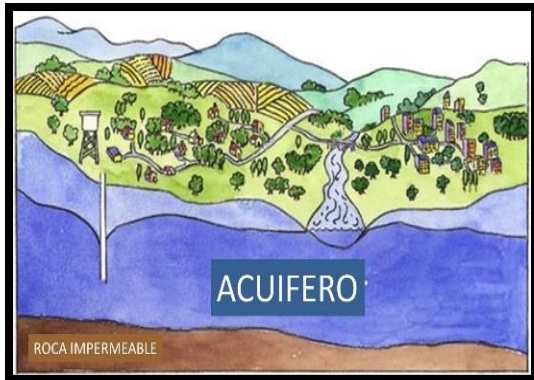


Imagen 2.29 Acuífero

Fuente: (Gálvez, 2011)

2.3.2. Acuíferos confinados.

Son aquellos cubiertos por una capa impermeable confinante. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo de la formación acuífera. El agua que ceden procede de la expansión del agua y de la descompresión de la estructura permeable vertical, cuando se produce la depresión en el acuífero. También se les denomina acuíferos cautivos. (**Imagen 2.30**)

2.3.3. Acuíferos libres

Son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. Liberan agua por saturación, es decir, el agua que ceden es la procedente del drenaje de sus poros. (**Imagen 2.30**)

2.3.4. Acuíferos semiconfinados.

Se pueden considerar un caso particular de los acuíferos cautivos, en los que muro, techo o ambos no son totalmente impermeables, sino que permiten una circulación vertical del agua. (Gálvez, 2011)

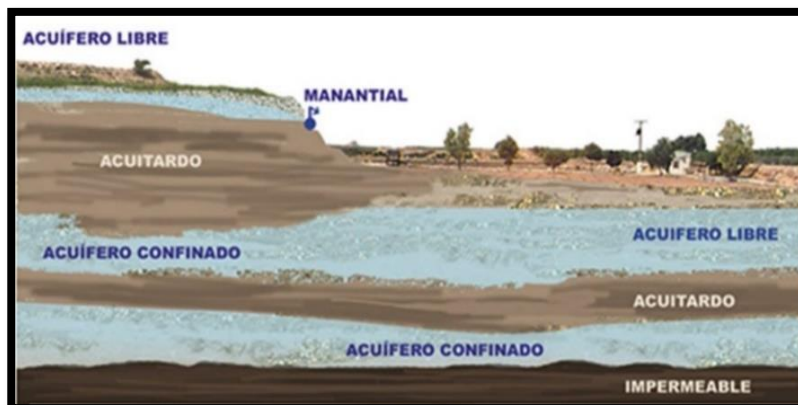


Imagen 2.30. Tipos de acuíferos

Fuente: (Gálvez, 2011)

2.3.5. Agua Potable.

Es el agua considerada apta para el consumo humano, la cual puede ser consumida sin restricción, ya sea para beber o preparar alimentos, sin riesgo para la salud de la población (Wikipedia, 2019).

2.3.6. Captación de agua subterránea.

El agua subterránea se capta principalmente a través de pozos verticales, que son los más difundidos a nivel mundial y a través de pozos horizontales como galerías filtrantes y zanjas de drenaje (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012).

2.3.7. El sistema de bombeo.

Tiene como objeto elevar la presión del fluido térmico para vencer la resistencia que opone el circuito a su circulación. Las presiones de trabajo deben ser tales que, se garanticen en todo momento que el fluido permanece en estado líquido y que no hay vaporización (García, 2011-2012)

2.3.8. Hidrogeología.

Es el estudio de las aguas subterráneas, la cual ha variado a través del tiempo. Actualmente se aceptan como términos adecuados los de hidrología subterránea (para diferenciarla de la hidrología de superficie, división esta introducida por Meinzer en 1942), hidrogeología.

Así pues, puede decirse que la hidrogeología hace parte de la hidrología general considerando ésta como "la ciencia que trata de las aguas terrestres, de sus maneras de aparecer, de su circulación y distribución en el globo, de sus propiedades físicas y químicas y sus interacciones con el medio físico y biológico y sus reacciones a la acción del hombre", definición ésta adoptada por el Comité Coordinador del decenio hidrológico internacional iniciado en 1965 bajo patrocinio de la UNESCO (Vélez Otálvaro, 2011)

2.3.9. Permeabilidad.

Se refiere a la facilidad que tiene un acuífero en dejar pasar el agua a su través. Depende de las características del medio (porosidad, tamaño, forma y arreglo de las partículas, compactación).

Es por lo tanto el principal parámetro que caracteriza las propiedades hídricas de los materiales y el que registra mayor variación en función del material. Unidades: m/día (**Tabla 2.7 y 2.8**). (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012)

Tabla 2.7. Valores de permeabilidad y capacidad de drenaje

Permeabilidad (m/día)	10^4 10^3	10^2 10^1 1	10^{-1}	10^{-2} 10^{-5}	10^{-4} 10^{-5} 10^{-6}
Tipo de terreno	Grava limpia	Arena limpia, mezcla de grava y arena.	Arena fina; arena arcillosa; mezcla de arena, limo y arcilla; arcillas estratificadas	Arcillas meteorizadas	no
Calificación	Buenos acuíferos		Acuíferos pobres		Impermeables
Capacidad de drenaje	Drenan bien			Drenan mal	No drenan

Fuente: Benítez 1972 en Custodio & Llamas, 1983.

Tabla 2. 8. Valores de permeabilidad en diferentes terrenos naturales

Valores normales de K en terrenos naturales (m/día)	
Grava limpia	1000
Arena gruesa limpia	1000 a 10
Arena fina	5 a 1
Arena limosa	2 a 0,1
Limo	0,5 a 0,001
Arcilla	<0,001

Fuente: Benítez 1972 en Custodio & Llamas, 1983.

2.3.10. Poros.

Se refiere a los espacios abiertos en los diferentes tipos de rocas: En las Rocas Duras: Los espacios corresponden a fracturas, diaclasas, planos de estratificación y cavidades producto de la disolución. Estos espacios no tienen una distribución uniforme y se consideran como fenómenos localizados. Este tipo de porosidad se denomina “porosidad secundaria” En las Rocas Blandas los poros están presentes entre los granos individuales y los minerales (Vélez, 1999).

2.3.11. Porosidad.

La porosidad de un material representa un porcentaje que relaciona el volumen que ocupan los poros en un volumen unitario de roca; esto es si la porosidad es del 50 % significa que la mitad de la roca está constituida por poros y la otra mitad por partículas sólidas. En la (**Imagen 2.31**) se representa a las partículas del suelo (círculos amarillos) y subterráneas (azul flechas). Es de esta manera como llega el agua superficial hacer parte del agua subterránea, que se almacena en suelo y forman los acuíferos. (Gálvez, 2011)

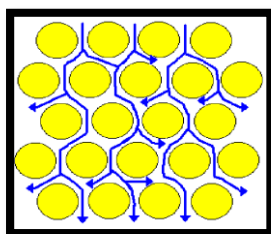


Imagen 2.31 Representación de los poros en el suelo.

Fuente: (Gálvez, 2011)

2.3.12. Pozo.

Un pozo, es una obra compleja, que se proyecta y se construye para obtener agua subterránea de un acuífero, con el objetivo de satisfacer una demanda determinada.

La vida útil de un pozo puede ser de décadas, y una vez agotada se debe proceder al abandono del pozo mediante el sellado (Collazos Caraballo & Montaña Xavier, 2012).

Es considerado además un hoyo profundo, orificio, túnel vertical o perforación que se realiza en la tierra. Dichas perforaciones se llevan a cabo, por lo general, con algún fin específico, como hallar agua subterránea o petróleo. Los pozos suelen tener forma cilíndrica y las paredes aseguradas con cemento, piedra o madera para evitar los derrumbes.

Los pozos que se realizan para buscar agua se caracterizan por la construcción de paredes que sobresalen del nivel del suelo (para evitar que la gente caiga en su interior), la presencia de una polea (para subir el cubo con agua) y la utilización de tapas (para que la suciedad no ingrese al pozo) (Definición. DE, 2019) (**Imagen 2.32**)

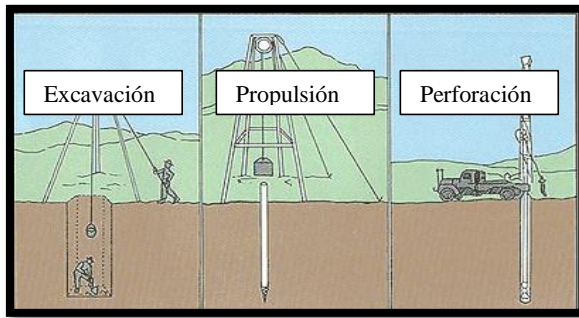


Imagen 2.32. Construcción de un Pozo (excavación, propulsión, perforación)

Fuente: (Gálvez, 2011)

2.4. MARCO REFERENCIAL

Para el desarrollo de este proyecto se tendrá como base las siguientes normas técnicas peruanas:

- ✚ Norma OS.010 Captación y conducción de agua para consumo humano.
- ✚ Norma OS. 020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano.
- ✚ Norma OS.030 Almacenamiento de agua para consumo humano.
- ✚ Norma OS. 040 Estaciones de bombeo de agua para consumo humano.
- ✚ Norma OS.050 Redes de distribución de agua para consumo humano.

2.5. HIPÓTESIS

La implementación de un pozo subterráneo en el centro poblado de Mallares permitirá el mejoramiento del suministro de agua potable de la población abasteciendo las 24 horas del día todo el año.

III. MARCO METODOLÓGICO

3.1. ENFOQUE Y DISEÑO

El enfoque de la investigación es cuantitativo experimental, debido a que se pueden cuantificar las variables, luego de identificar, planificar y controlar el diseño del pozo subterráneo y la línea de impulsión ubicado en el centro poblado de Mallares, distrito de Marcavelica, provincia de Sullana, departamento de Piura.

3.2. SUJETO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Antecedentes

La localidad de Mallares se encuentra ubicado en el Distrito de Marcavelica, Provincia de Sullana, Departamento de Piura,

El presente proyecto surge de una problemática necesidad para mejorar las condiciones de vida del centro poblado en mención, mejorando el abastecimiento de agua potable en la zona, basándose en una distribución adecuada y proporcional, desde un punto clave de captación hacia sus hogares y así poder desarrollar de mejor manera sus actividades cotidianas.

Una de las actividades importantes que se destaca en el centro poblado de Mallares, es el cultivo en producción de plátano, ya que gracias al tratado de libre comercio este producto es exportado al extranjero, brindando oportunidades de trabajo a muchas familias del pueblo, y sobre todo a jóvenes, futuro del pueblo, que al contar con un trabajo estable dentro de las distintas compañías pueden satisfacer sus necesidades tanto personales como sociales.

Para llevar a cabo una correcta agricultura la institución Catamayo-Chira, brinda formación y capacitación a los pobladores con el fin de permitir el uso racional de los recursos, dando las posibilidades de desarrollo socioeconómico sustentable en el beneficio de los pobladores.



El concepto de Desarrollo Sostenible, implica un manejo adecuado en el tiempo de la interacción entre el desarrollo urbano y el medio ambiente, cuyo equilibrio garantiza la estabilidad de la población en un espacio geográfico. En esta perspectiva, el desarrollo supone el acondicionamiento del medio ambiente natural, mediante el aprovechamiento de las condiciones favorables y el control de las desfavorables; situación que es fácil manejo en asentamientos pequeños. La población de la Localidad de Mallares, en su mayoría, se encuentra enmarcada dentro de una zona de media a extrema pobreza, donde los pobladores son de escasos recursos económicos, dependiendo de actividades económicas que se desarrollan en la zona, con fines de subsistencia lo que genera dificultades socioeconómicas, que nos les permite solucionar problemas inherentes a la comunidad. El crecimiento irregular demográfico del distrito ha ocasionado ocupaciones de áreas por predios que se vienen consolidando en la estructura del casco; el cual es necesario implementarlo con su debida infraestructura de agua potable.

La ejecución del Proyecto se centra en la atención de los requerimientos de la población de las localidades señaladas y de sus respectivas autoridades. La población por su lado ha participado en brindar la información necesaria para los diferentes estudios con la finalidad de hacer posible la ejecución del Proyecto, procurando solucionar el mejoramiento del abastecimiento de agua potable mediante la implementación de un pozo subterráneo.


El presente trabajo comprometido con el desarrollo del proyecto, en el marco de su competencia, ha visto la necesidad de dar solución al problema generado por la deficiencia en el abastecimiento de Agua potable en el C.P. Mallares, a fin de brindar mejores condiciones a los usuarios, asumiendo con este propósito su compromiso de formular los estudios correspondientes para el logro de los objetivos planteados.

3.2.2.2. Límites.

El distrito de Marcavelica, limita por:

-  Por el norte con la quebrada de Fernández en el distrito de Casitas, que sirve de límite a los departamentos de Piura y Tumbes desde un punto 1,200 metros al norte del caserío El Cerezal hasta frente al lugar llamado La Perchona.
-  Por el sur, con la margen derecha del río Chira, entre los linderos de Tamarindo y Salitral.

Por el este con los distritos de Lancones, Querecotillo y Salitral

-  Por el oeste con el distrito de Ignacio Escudero y el de Tamarindo (Paíta) y continuando por la quebrada de Gualtaca y los cerros Orejones, Grande y Cabuyo, hasta la quebrada de Fernández, con un punto ubicado a 1, 200 metros al oeste del pueblo de Cerezal en donde comenzó la delimitación.

3.1.1. Aspectos climáticos.

3.1.1.1. Clima.

Piura es cálido, desértico y oceánico. La media anual de temperatura máxima y mínima (periodo 1955-1991) es 31.0°C y 18.1°C, respectivamente. La precipitación media acumulada anual para el periodo 1955-1991 es 103.2 mm. Existe una variabilidad climática por la ocurrencia del fenómeno de El Niño, que origina precipitaciones extraordinarias, por ejemplo, de agosto de 1997 a julio de 1998 se alcanzó 1909 mm y en el mismo periodo de 1982-1983 se acumuló una precipitación de 2148 mm. En ambos casos las precipitaciones más intensas ocurrieron entre los meses de diciembre a junio. En la actualidad este fenómeno es previsible, gracias a los modernos sistemas de predicción del tiempo y clima.

3.1.1.2. Temperatura.

Las temperaturas máximas llegan a 34,2°C y las mínimas a 15°C que corresponde a los meses de febrero y junio respectivamente. La humedad promedio anual es del 66%, la presión atmosférica media anual es de 1008,5 milibares. En tanto los vientos siguen una dirección al sur, con una velocidad promedio de 3 m/s. La precipitación pluvial también tiene variaciones.

En la costa generalmente es baja dentro de los 100 y 500 m.s.n.m.; oscilando entre 10 y 200 mm; entre los 500 y 1500 m.s.n.m., la precipitación oscila entre los 200 y 800 mm y en la zona ubicada sobre los 1500 m.s.n.m. el promedio de precipitación pluvial es de 1550mm

3.1.2. Topografía de la zona.

La topografía del terreno del distrito de Mallares, como características geográficas presenta un terreno inclinado poco accidentada y con escaso relieve, superficies llanas y suaves hondonadas, con lechos secos de escorrentía, que se alternan con lomas alargadas y prominencias de formas redondeadas. Las formas morfológicas más comunes en la costa, son las quebradas secas que funcionan en forma violenta cuando se producen lluvias intensas. Estas quebradas al norte del departamento, son profundas, al centro y sur son de gran amplitud y menos profundas.

3.1.3. Aspecto económico.

La principal actividad económica a que se dedica la población. En el distrito de Marcavelica es la agricultura (52.80%), seguido el comercio menor (11.52%), Transporte almacenaje y comunicaciones (6.50%) e Industrias manufactureras (6.38%). (INEI,2017). La principal actividad económica a que se dedica la población del Centro Poblado de Mallares es el cultivo en producción del plátano ya que gracias al tratado de libre comercio este producto es exportado al extranjero.

3.1.4. Población directamente beneficiada.

Según el Directorio Nacional de Centros Poblados del Censo Nacional 2017 – INEI, la población directamente beneficiada del Centro Poblado de Mallares es de 5140 habitantes (2619 hombres y 2521 mujeres). (**Tabla 3.1**)

Tabla 3.1. Población censada por sexo – Centro Poblado de Mallares

Categorías	Habitantes	Porcentaje (%)	Porcentaje acumulado
Hombre	2,619	50.953%	50.953%
Mujer	2,521	49.047%	100.00%
TOTAL	5,140	100.00%	100.00%

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA
INEI – CENSO NACIONAL 2017

3.1.5. Aspecto socio-económicos.

Está conformada por profesionales como: Trabajador no calificado, peón, vendedor, ambulante y afines con un 32.45% Asimismo Agricultor trabajador calificado, agropecuario y pesqueros 22.52%. También existen comerciantes. El ingreso promedio familiar es de 950 Nuevos Soles mensuales, según información de los propios pobladores. (La Población Económicamente Activa, PEA).

3.1.6. Vivienda.

Según el Directorio Nacional de Centros Poblados del Censo Nacional 2017 – INEI, el Centro Poblado de Mallares está compuesto por 1584 viviendas (1507 ocupadas y 77 desocupadas) (**Tabla 3.2**). Con respecto a las viviendas el material predominante es material noble con un 50.00%, seguido por material con adobe y calamina representando el 29.95%, el material predominante en los pisos es el cemento, seguido de los de tierra; también se aprecia que muchas de ellas se encuentran deterioradas por el polvo producto del mal estado de las vías. La mayoría de estas viviendas son de un piso.

Tabla 3.2. Viviendas Censadas – Centro Poblado de Mallares

Categorías	Habitantes	Porcentaje (%)	Porcentaje acumulado
Ocupadas	1507	95.139%	95.139%
Desocupadas	77	4.861%	100.00%
TOTAL	1,584	100%	100.00%

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA
INEI – CENSO NACIONAL 2017

3.1.7. Servicios Básicos.

En el distrito de Marcavelica, la atención de los servicios básicos se encuentra en funcionamiento con una cobertura amplia, pero con una calidad ineficiente por la antigüedad de sus instalaciones

3.1.7.1. Servicio de Agua y Desagüe.

El sistema de agua potable en el distrito se brinda a los principales centros poblados. Actualmente el sistema de agua potable es administrado por la empresa Prestadora de Servicios Grau, la cual es una entidad privada.

La captación se realiza en el río Chira, de donde es impulsada previo tratamiento, a la ciudad de Sullana a través de una tubería de conducción. El almacenamiento del agua se realiza en 01 reservorios el cual abastece todo el casco urbano de Mallares y Mallaritos. En varios sectores de caseríos aún carecen de este servicio.

3.1.7.2. Servicio de Alcantarillado.

El servicio se da en dos zonas independientes de acuerdo al relieve topográfico, y cubre a gran parte de la población. Este servicio es administrado por la misma entidad que presta el servicio de agua potable.

3.1.7.3. Servicio de Energía Eléctrica

El servicio de energía eléctrica, está a cargo de la Empresa Piura S.A. de propiedad privada, cuya planta distribuidora encuentra en la localidad de Sullana, en la carretera a Tambogrande. La distribución está a cargo de la empresa ENOSA, la cual distribuye al distrito de Marcavelica.

3.2. MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS

3.2.1. Estudios de geología e hidrogeología de la cuenca.

3.2.1.1. Características generales de la cuenca del río Chira.

3.2.1.1.1. Ubicación.

La cuenca de este río, geográficamente está situada entre los paralelos 03°40'28" y 05°07'06" de la latitud sur, y los meridianos 80°46'11" y 79°07'52" de longitud oeste. Limita por el Norte con la cuenca del río Puyango, por el Sur con las cuencas de los ríos Piura y Huancabamba, por el Este con las cuencas de Zamora y Chinchipe (Ecuador) y por el Oeste con el Océano Pacífico.

La cuenca hidrográfica binacional Chira es el área física que recibe y concentra las aguas del principal río Chira en el Perú y Catamayo en el Ecuador y de sus afluentes Chipillico, Quiroz, Alamor y Macará.

Está compuesta por: Sistema Chira que es un conjunto de sub cuencas y micro cuencas de la parte peruana y algunas pocas de la parte ecuatoriana, que descargan al Río Chira, que desemboca en el mar. Tiene 4.711,9km², el río Chira atraviesa el distrito de Marcavelica e irriga parte de su frontera agrícola y permite dar caudal a la infraestructura de riego de sus canales principales y secundarios. (Copyright © 2015. Ministerio de Agricultura y Riego.)

3.2.1.1.2. Área de drenaje.

El Chira es un río internacional, y su cuenca tiene un área de drenaje superficial de 19,095 km² hasta su desembocadura en el mar; de los cuales 7,162 km² están dentro de territorio ecuatoriano y 11,933 km² dentro del territorio peruano. Su cuenca húmeda es de aproximadamente 9,500 km². (Copyright © 2015. Ministerio de Agricultura y Riego.)

3.2.1.1.3. Nacimiento.

El río nace en la Cordillera Occidental de los Andes a más de 3,000 m.s.n.m. con el nombre de Catamayo, y después de recorrer 150 km se une con el río Macará donde toma el nombre de río Chira, recorre 50 km. sirviendo de límite entre Perú y Ecuador hasta encontrarse con el río Alamor continuando en la dirección Sur-Oeste en territorio peruano hasta su desembocadura en el mar después de haber recorrido 300 km aproximadamente.

El curso del río Chira, desde sus nacientes hasta su desembocadura es sinuoso, ya que en un primer tramo, desde sus nacientes hasta la altura de la localidad de Sullana, corre de Noreste a Sureste, después adoptar una dirección final de Este a Oeste hasta su desembocadura en el Océano Pacífico. (Copyright © 2015. Ministerio de Agricultura y Riego.)

3.2.1.1.4. Afluente.

Los afluentes principales del río Chira, en territorio peruano, son por su margen derecha, las quebradas Honda, Peroles, La Tina, Poechos y Cóndor, por su margen izquierda los ríos Quiroz y Chipillico.

Son afluentes de gran importancia también, el río Pílares por su margen derecha y Macará por su margen izquierda, que constituyen líneas fronterizas contando con parte de sus cuencas de drenaje en territorio ecuatoriano. (**Imagen 3.2**) (Copyright © 2015. Ministerio de Agricultura y Riego.)



Imagen 3.2. Afluentes principales del Río Chira

Fuente: Disponible en: www.google.earth [accesado el 26 de febrero de 2019]

3.2.1.2. Aguas subterráneas en el Valle del Chira.

Las fuentes principales de recarga del agua subterránea la constituyen una porción de la precipitación que se infiltra en la superficie del suelo, las superficies de detención (con posterior evaporación) y las superficies de descargas. Estas recargas se realizan básicamente a través de la infiltración en el lecho de los ríos, canales principales, áreas de cultivo y algunos aportes de interconexión hidráulica.

La estimación separada de los diferentes componentes (intercepción, evaporación, aumento y disminución de la superficie del agua y superficies de descargas) constituyen un problema básico, ya que cada componente es una fuente de error y aleatoriedad que puede ser acumulativo, y de este modo causa considerable del error en la estimación de la recarga.

Los acuíferos más intensamente explotados son aquellos relacionados con los depósitos aluviales de los ríos presentes en este ámbito, en el cuadro siguiente se pueden consultar las capacidades identificadas en el inventario. De la observación de este cuadro se deduce que el acuífero más explotado es el aluvial del río Chira, con un total de 372, de los cuales 347 son pozos de poca profundidad, ver (**Tabla 3.3**)

Tabla 3.3. Inventario de captaciones en la cuenca del Rio Chira

Subcuenca	Pozos Someros	Pozos perforados	Manantiales	Subtotal
Catamayo	6	18	-	24
Macara	12	31	-	43
Alamor	6	16	-	22
Quiroz	-	11	-	11
Chipillico	-	-	-	-
Chira	347	24	1	372
Total	371	100	1	472

Fuente: Caracterización hídrica y adecuación entre la oferta y la demanda, cuenca binacional. Catamayo-Chira, 2003

En el valle del río Chira el volumen explotado mediante pozos en el año 2000 fue de 11,15 Hm³ que equivale a una explotación continua de 0,35 m³/s, los que se obtuvieron mayormente con pozos a tajo abierto. En el año 2009 el estudio de caracterización dio como resultado un descenso significativo de la explotación del acuífero. Así tenemos que el volumen de agua explotada del acuífero fue de 1,98 Hm³, que equivale a un caudal continuo de 0,06 m³/s, siendo los distritos de La Huaca (Paita) y Bellavista (Sullana), los más explotados con 1,26 Hm³ y 0,03 Hm³ respectivamente. Con relación al volumen explotado, mayormente fueron utilizados para uso agrícola (58,34 %) con 1,15 Hm³, seguido por el uso doméstico (20,51 %) con 0,04 Hm³.

Con relación al agua para riego, destacan los distritos de La Huaca (Paita) con 1,050 Hm³ y Querecotillo (Sullana) con 0,07 Hm³, donde se explotan los mayores volúmenes de agua. En relación al uso doméstico, el distrito de La Huaca (Paita), es donde se explota el mayor volumen con 0,02 Hm³. (IRH, Caracterización del acuífero del valle del río Chira, 2009)

3.2.1.3. Distribución mensual de la lluvia en la zona del Chira.

La distribución mensual de la lluvia se considera de acuerdo al tipo del año, cuyos valores representan el porcentaje mensual de la masa anual de precipitación, y están distribuidos en la forma siguiente (**Tabla 3.4**).

Tabla 3.4. Distribución mensual de la lluvia

Tipo / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Catamayo	14.6	11.0	25.0	22.0	8.1	0.4	0.3	0.2	3.3	3.7	6.1	5.2
Macara	21.6	18.4	21.2	9.8	1.6	0.0	0.3	2.0	3.1	10.9	6.9	4.2
Alamor	12.4	18.2	21.5	11.8	5.5	3.9	1.1	2.1	2.7	6.1	6.8	7.9

Fuente: inventario y evaluación nacional de aguas subterráneas- cuenca del río Chira, Ministerio de agricultura y Alimentación. Lima-Perú 1980.

3.2.1.4. Promedio anual de precipitación.

A partir de las curvas isoyetas se determina el promedio anual de precipitación. En el Tabla se presenten los cálculos respectivos como la precipitación media (Imagen 3.3) para determinar la precipitación promedio anual en la cuenca del río Chira, la que es de 316.4 milímetros. (Tabla 3.5)

Tabla 3.5. Determinación de la precipitación media anual - Cuenca del Río Chira

Isoyetas	Áreas Parciales (Ap) Km	Área Acumulada (Aa) Km	Precipitación Media (Pm) mm	Volumen de Precipitación Ap x Pm
0-100	1,038.35	1,038.35	50	51,917.50
100-200	2,640.88	3,679.23	150	396,132.00
200-300	2,865.96	6,545.19	250	716,490.00
300-400	1,224.41	7,769.60	350	428,543.50
400-500	375.13	8,144.73	450	168,808.50
500-600	429.14	8,573.87	550	236,027.00
600-700	456.15	9,030.02	650	296,497.50
700-800	357.12	9,387.14	750	267,840.00
800-900	390.13	9,777.27	850	331,610.50
900- +	342.11	10,119.38	900	307,899.00
Total:				3,201,765.50
$\overline{PP} = \frac{Ap \times Pm}{Aa} = \frac{3,201,765.50}{10,119.38} = 316.40 \text{ mm}$				

Fuente: inventario y evaluación nacional de aguas subterráneas- cuenca del río chira, Ministerio de agricultura y Alimentación. Lima-Perú 1980

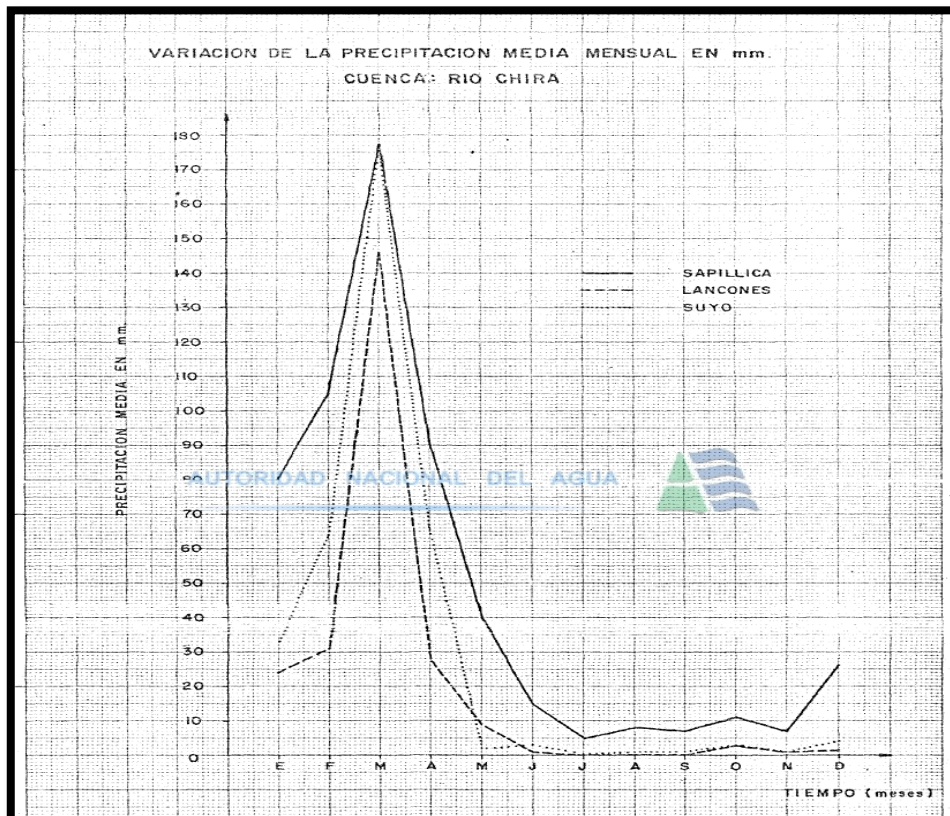


Imagen 3.3. Variación de la precipitación media mensual en mm.

Fuente: inventario y evaluación nacional de aguas subterráneas- cuenca del río chira, Ministerio de agricultura y Alimentación. Lima-Perú 1980.

3.2.1.5. Promedio anual de temperatura.

A partir de la variación de la temperatura (máxima-media-mínima) en la estación de Mallares, se determina el promedio anual de temperatura (**Tabla 3.6**)

Tabla 3.6. Promedio Anual de temperatura

Estación	Temperatura	Promedio Anual	MESES											
			Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Mallares	Máxima	31.7	33.7	34.5	34.8	33.7	31.6	29.1	28.6	28.6	30.0	30.7	31.5	32.9
	Media	25.4	27.7	28.7	28.7	27.8	25.4	23.3	22.4	22.5	23.2	24.3	24.6	26.2
	Mínima	19.0	21.6	22.9	22.5	21.2	19.1	17.5	16.1	15.9	16.4	17.6	17.6	19.4

Fuente: inventario y evaluación nacional de aguas subterráneas- cuenca del río Chira, Ministerio de agricultura y Alimentación. Lima-Perú 1980.

3.2.2. Estudio topográfico.

3.2.2.1. Metodología utilizada.

3.2.2.1.1. Fase de campo.

- Red de apoyo: La metodología que se utilizó para establecer la red de apoyo es la de “POLIGONACIÓN” utilizando Poligonales tipo abiertas para la ubicación de detalles complementarios.
- Medición de distancias: se utilizó la medición electrónica simple mediante distanciómetros incorporados en las estaciones totales, con precisiones milimétricas, en la determinación de la red de apoyo o poligonación.
- Medición de ángulos: medición de ángulos digitalmente, con precisiones de 3”, con estaciones que contaban con compensadores de doble eje, para corregir desniveles de los equipos tanto para ángulos horizontales como verticales, para rangos de hasta 3’ de desviación.
- Desniveles. Se utilizó la taquimetría electrónica recíproca, utilizada tanto para la planimetría como para la altimetría. Para el caso del relleno taquimétrico se utilizó solamente la taquimetría electrónica simple. Formulas:

$$Dh = DI \sin (AV)$$

$$DA = DI \cos (AV)$$

$$Cota X = Cota E + AI + DA - AP$$

Distancia reducida

Diferencia de altura

Cota buscada

En donde:

Dh: Distancia reducida.

DA: Diferencia de altura.

DI: Distancia inclinada.

AV: Lectura angular vertical.

CotaE: Cota conocida.

AI: Altura de instrumento.

AP: Altura de prisma.

Cotax: Cota buscada.

- Georreferenciación: Se utilizó el método satelital mediante la utilización de un GPS tipo navegador GPS Garmin Map 60.
- Libreta de campo: Se utilizó la libreta manual A través del uso de teodolito y electrónica A través del uso de la Estación Total.

3.2.2.1.2. Fase de gabinete.

✚ Topografía: para la descarga y procesamiento de la información se utilizó el método. Digital a través del uso de software de computadores.

- Se utilizaron para la descarga el software “Autodesk Survey” Módulo del software “Autocad civil 3D Land Desktop Companion 2008”,
- Método de ajuste planimétricos: fue el método de “compas”
- El método de ajuste altimétrico: Ajuste proporcional a las distancias.
- Se aplicaron Factores de corrección por Curvatura y refracción configurando el módulo Survey del Land.
- Modo de trabajo en Land: Modo libreta de campo o “fieldbook”
- Generación de Modelo digital de terreno: Se utilizó el método de Interpolación lineal, propia de software de generación de Modelos Digitales de terreno para uso topográfico.
- Generación de perfiles: A partir de alineamientos y del modelo digital de terreno.

3.2.2.1.3. Geodesia.

Que comprenden la toma de información geodésica de coordenadas del BM a utilizar, la determinación de la Altura optométrica o cota y la Transformación de coordenadas Locales, UTM y geodésicas.

- ✚ Se utilizó el Software “SourceMap.” Para la descarga de la información del GPS
- ✚ Se ha utilizado el módulo del software Land llamado “Transformación Settings”, para el enlace de coordenadas.
- ✚ Topográficas o Locales a UTM y para su conversión a geodésicas.
- ✚ Para la determinación de la Ondulación Geoidal se utilizó el Software “Clengui.exe” del NIMA desarrollado por la NASA, que utiliza el EGM96 modelo geoidal del año 1,996.

3.2.2.2. Actividades.

3.2.2.2.1. Recopilación de Información.

En esta fase se recopiló la información existente de la zona relevante para ser usado como referencia, como son información de la carta nacional digital, Imagen de Google Earth,

3.2.2.2.2. Reconocimiento de Terreno.

Se realizó la visita de campo, con la ayuda de un GPS navegador, así como con la presencia de un Especialista de la topografía, etc. Para planificar las estrategias para llevar a cabo los trabajos Topográficos.

3.2.2.2.3. Documentación de la Poligonal.

Se identificó en el terreno la posición de los vértices de la poligonal, teniendo como directiva la utilización de la menor cantidad de vértices, o lo que es lo mismo la utilización de distancias largas entre vértices; Se monumentaron todos los vértices de las dos poligonales principales I y II, así como BMs en cada estructura existente y proyectada.

3.2.2.2.4. Mediciones Topográficas en campo.

3.2.2.2.4.1. Toma de datos Poligonal de apoyo.

Se procedió a tomar la información de las poligonales, correspondiendo está a medidas de distancia, ángulos horizontales y verticales, así como descripciones. Habiendo hecho el respectivo reconocimiento del área de trabajo, iniciando por punto estudiado a perforar el pozo en el centro poblado de Mallares y culminando en las zonas de expansión.

Colocando Estaciones de poligonal interna enumeradas desde la 10001, 10002, más estaciones auxiliares desde la poligonal; además de la poligonal del perímetro, encuadrada en un área, las que fueron distribuidas en la zona del proyecto; posteriormente se procedió el levantamiento topográfico, empleando equipo de Estación Total tomando vértices de manzanas y puntos intermedios en los ejes de las calles para con el fin de reflejar el nivel de terreno.

3.2.2.2.4.2. Señalización

Los vértices de las poligonales internas, se materializaron en el terreno con varillas de fierro corrugado de $D=3/8''$ y 0.30, de longitud, clavadas hasta el nivel de terreno, las que han sido monumentadas, mediante champa de concreto.

3.2.2.2.4.3. Toma de datos GPS.

Para la georreferenciación o establecimiento de puntos de control se trabajó con el GPS navegador Garmin GPS Map 60 y se determinó las coordenadas de los puntos de partida de la poligonal I.

El Elipsoide de referencia o Datum utilizado en el presente trabajo es el WGS84

Se tomó información de coordenadas con GPS navegador Garmin.










3.2.2.2.4.4. Toma de datos Levantamiento de detalles.

Se utilizó el método de taquimetría electrónica, en donde se colectaron datos crudos o RAW DATA, los que posteriormente fueron convertidos a coordenadas locales previa corrección por curvatura y refracción, mediante el empleo del módulo survey del Land.

3.2.2.2.4.5. Observación

La observación de los trabajos se realizó mediante el empleo de una estación total marca SOKKIA modelo SET630R, D21876 con las siguientes características:

Medida de ángulos:

-  Resolución angular en pantalla: $1'' 2''$ internamente
-  Compensador de doble eje X e Y
-  Aumentos del anteojo: 26X
-  Medida de distancias
-  Método de medición mediante Luz infrarroja, con óptica de emisión y recepción coaxiales en el anteojo. LASER- PRISMA.
-  Precisión en la distancia $3\text{mm} + 3\text{ppm}$
-  Tango de medición con un prisma: 1,500.00 m
-  Medición taquimétrica electrónica para distancias y desniveles.
-  Los datos de campo se almacenaron en libreta electrónica.

3.2.2.2.4.6. Calculo de la Altimetría

El cálculo de la coordenada Z de las bases de la poligonal, se realizó por medio de una nivelación trigonométrica cerrada, cuya toma de datos se realizó a partir del BM Referencial; a partir de este punto se ha realizado una nivelación trigonométrica cerrada, llevando esta cota hasta la Proyección de la línea de conducción. (Tabla 3.7)

Colocando el BM del estudio el cual se ha monumentado en el punto inicial del pozo a perforar hacia el punto final del reservorio.

Tabla 3.7. Topografía desde punto inicial de pozo a perforar-hacia punto final de reservorio

Progresiva	Cota(msnm)	Descripción
0+000	38	POZO A PERFORAR
0+050	41	TRAZO
0+100	41	TRAZO
0+150	40	TRAZO
0+200	40	TRAZO
0+250	40	TRAZO
0+300	40	TRAZO
0+350	41	TRAZO
0+400	41	TRAZO
0+450	42	TRAZO
0+500	43	TRAZO
0+550	44	TRAZO
0+600	43	TRAZO
0+650	44	TRAZO
0+700	44	TRAZO
0+750	44	TRAZO
0+800	43	TRAZO
0+850	43	TRAZO
0+900	40	TRAZO
0+950	39	TRAZO
1+000	39	TRAZO
1+050	40	TRAZO
1+100	40	TRAZO
1+150	40	TRAZO
1+200	41	TRAZO
1+250	41	TRAZO
1+300	42	TRAZO
1+350	42	TRAZO
1+400	41	TRAZO
1+500	41	TRAZO
1+550	40	TRAZO
1+600	41	TRAZO
1+650	43	TRAZO
1+700	45	TRAZO
1+750	50	TRAZO
1+800	55	TRAZO
1+850	61	TRAZO
1+880	62	Reservorio elevado CP Mallares

Fuente: Levantamiento topográfico del proyecto.

3.2.3. Parámetros para la formulación de perfiles de saneamiento.

3.2.3.1. Periodo de diseño

Para proyectos de poblaciones o ciudades, así como para proyectos de mejoramiento y/o ampliación de servicios en asentamientos existentes, el período de diseño será fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los períodos óptimos para cada componente de los sistemas.

3.2.3.2. Población.

La población futura para el período de diseño considerado deberá calcularse:

- ✚ Tratándose de asentamientos humanos existentes, el crecimiento deberá estar acorde con el plan regulador y los programas de desarrollo regional si los hubiere; en caso de no existir éstos, se deberá tener en cuenta las características de la ciudad, los factores históricos, socio-económico, su tendencia de desarrollo y otros que se pudieren obtener.
- ✚ Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de 6 hab/vivienda.

3.2.3.3. Dotación de Agua.

La dotación promedio diaria anual por habitante, se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

- ✚ Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificará su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 L/hab/d, en clima frío y de 220 L/hab/d en clima templado y cálido.
- ✚ Para programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m², las dotaciones serán de 120 l/hab/d en clima frío y de 150 l/hab/d en clima templado y cálido.
- ✚ Para sistemas de abastecimiento indirecto por surtidores para camión cisterna o piletas públicas, se considerará una dotación entre 30 y 50 L/hab/d respectivamente.
- ✚ Para habitaciones de tipo industrial, deberá determinarse de acuerdo al uso en el proceso industrial, debidamente sustentado.
- ✚ Para habilitaciones de tipo comercial se aplicará la Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones.

3.2.3.4. Variaciones de Consumo.

En los abastecimientos por conexiones domiciliarias, los coeficientes de las variaciones de consumo, referidos al promedio diario anual de la demanda, deberán ser fijados en base al análisis de información estadística comprobada. De lo contrario se podrán considerar los siguientes coeficientes:

- ✚ Máximo anual de la demanda diaria: 1,3
- ✚ Máximo anual de la demanda horaria: 1,8 a 2,5

3.2.3.5. Demanda Contra incendio

- ✚ Para habilitaciones urbanas en poblaciones menores de 10,000 habitantes, no se considera obligatoria demanda contra incendio.

- Para habilitaciones en poblaciones mayores de 10,000 habitantes, deberá adoptarse el siguiente criterio.

El caudal necesario para demanda contra incendio, podrá estar incluido en el caudal doméstico; debiendo considerarse para las tuberías donde se ubiquen hidrantes, los siguientes caudales mínimos:

- Para áreas destinadas netamente a viviendas: 15 l/s.
- Para áreas destinadas a usos comerciales e industriales: 30 l/s

3.2.4. Dotaciones según el RNE OS.100 (consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria).

La dotación promedio diaria anual por habitante se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificará su ejecución se podrá asumir algunos valores para zonas urbanas (**Tabla 3.8**) y zonas rurales (**Tabla 3.9**)

Tabla 3.8. Dotaciones para zonas urbanas

Zona	Clima frio	Clima templado y cálido
Lotes mayores a 90 m ²	180 l/h/d	220 l/h/d
Lotes menores a 90 m ²	120 l/h/d	150 l/h/d
Piletas o camiones cisterna	30 – 50 l/h/d	

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (s.f.)

Tabla 3.9. Dotaciones para las 3 regiones

Zona	Modulo (lppd)
Sierra	50
Costa	60
Selva	70

Fuente: DIGESA(s.f.)

3.2.5. Caudales de diseño.

3.2.5.1. Caudal Promedio (Qp)

$$Qp(lt/seg) = \frac{Poblacion \times Dotacion}{86400}$$

Donde:

Población: en N° de habitantes

Dotación: en lts / hab / día

3.2.5.2. Caudal máximo diario (Qmd)

$$Qmd = K1 \times Qp$$

Donde:

K1 es el coeficiente de variación para localidades urbanas y rurales. K1 = 1.3

3.2.5.3. Caudal máximo horario (Qmh)

$$Qmh = K2 \times Qp$$

Donde:

K2 es el coeficiente de variación para localidades urbanas (K2= 1.8-2.5) y rurales (K2= 1.5)

3.2.6. Volumen de almacenamiento.

$$V_{almac} = V_{reg} \times V_{CI} \times V_{res}.$$

- ✚ Para zona rural el Volumen de Regulación será el 15% del promedio anual de la demanda.
- ✚ Para zona urbana el volumen será como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda.
- ✚ Para habilitaciones urbanas en poblaciones menores de 10,000 habitantes, no se considera demanda contra incendio.
- ✚ En localidades donde sí se considere demanda contra incendio debe asignarse:
 - En áreas destinadas a vivienda: 50 m^3
 - En área comercial o industrial el volumen debe calcularse de acuerdo a lo establecido en el RNC, variando de: 145 a 280 m^3 (OS.030 almacenamiento de agua para consumo humano).

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

Instrumento de recolección de datos

Los instrumentos que se utilizaran para la recolección de datos son:

- ✚ Recolección de datos de campo en censo para contabilizar el número de habitantes
- ✚ Recolección de puntos topográficos (coordenadas).
- ✚ Recolección de información en gabinete como mapas geológicos de la zona y métodos Geofísicos.
- ✚ Recolección de campo: muestras de puntos de pozos cercanos.
- ✚ Revisión bibliográfica
- ✚ Toma de datos de cálculo para resultados mediante gabinete

3.3.1. Recolección de datos.

3.3.1.1. Análisis del crecimiento poblacional.

El presente trabajo desarrollado está íntimamente ligado al crecimiento poblacional y al período de diseño. Debido a factores imprevisibles, una población no puede ser extrapolada con seguridad a más de 20 años, pues durante períodos más largos, podrían ocurrir fenómenos de crecimiento que distorsionen en alto grado la magnitud del proyecto que se va a proponer.

La tasa de crecimiento poblacional es el aumento (o disminución) de la población por año en un determinado período debido al aumento natural y a la migración neta, expresado como porcentaje de la población del año inicial o base.

Para proyectar la población, la elección final del método depende de la experiencia del diseñador y del conocimiento que se tenga acerca de las condiciones socioeconómicas y características de salud de la población.

De esta manera se puede tomar una tasa de crecimiento con diferentes hipótesis, las cuales pueden ser altas, medias y bajas según los datos que se tengan ya sea de la INE, de la alcaldía de la región, etc. (**Tabla 3.10**)

Tabla 3.10. Análisis de crecimiento poblacional

Taza de crecimiento promedio anual	1.5%
------------------------------------	------

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA INEI – CENSO NACIONAL 2017

3.3.1.2. Periodos de diseño

Los periodos de diseño se determinarán considerando los siguientes factores:

- ✚ Vida útil de las estructuras y equipos
- ✚ Grado de dificultad para realizar la ampliación de la infraestructura
- ✚ Crecimiento poblacional
- ✚ Economía de escala

3.3.1.3. Los periodos de diseño máximos recomendables, son los siguientes:

- ✚ Capacidad de las fuentes de abastecimiento: 20 años
- ✚ Obras de captación: 20 años
- ✚ Pozos: 20 años
- ✚ Plantas de tratamiento de agua de consumo humano, reservorio: 20 años.
- ✚ Tuberías de conducción, impulsión, distribución: 20 años
- ✚ Equipos de bombeo: 10 años
- ✚ Caseta de bombeo: 20 años

3.3.1.4. Poblacional actual.

En el presente proyecto realizado de mejorar abastecimiento de agua potable en el centro poblado de Mallares, uno de los parámetros más importantes de evaluación es la población actual. Por lo que fue necesario hacer un estudio de la misma. Se usó la información de INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA INEI – CENSO NACIONAL 2017. (**Tabla 3.11**).

Tabla 3.11. Población censada por sexo – Centro Poblado de Mallares

Categorías	Habitantes	Porcentaje (%)	Porcentaje acumulado
Hombre	2,619	50.953%	50.953%
Mujer	2,521	49.047%	100.00%
TOTAL	5,140	100.00%	100.00%

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA INEI – CENSO NACIONAL 2017

3.3.1.5. Dotación.

La dotación promedio diaria anual por habitante, se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificará su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/d, en clima frío y de 220 l/hab/d en clima templado y cálido.

Para programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m², las dotaciones serán de 120 l/hab/d en clima frío y de 150 l/hab/d en clima templado y cálido. Para sistemas de abastecimiento indirecto por surtidores para camión cisterna o piletas públicas, se considerará una dotación entre 30 y 50 l/hab/d respectivamente.

El Centro Poblado de Mallares es considerado una zona urbana, ya que tienen como mínimo cien viviendas agrupadas contiguamente, formando manzanas y calles, por lo general, están conformados por uno o más núcleos urbanos.

Cuando cuentan con más de cinco mil habitantes se les denomina ciudad, cumple una función urbana en la organización del territorio y goza de un equipamiento urbano básico. Comprende las ciudades mayores, intermedias y menores.

Entonces su dotación se consideró en base al enfoque como es geográfica y partida de habitantes. Por ello usamos una dotación de 120 l/hab/dia.

3.3.2. Población futura.

3.3.2.1. Método Geométrico.

Mediante este método, se asume que el crecimiento de la población es proporcional al tamaño de ésta. En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el usado, con la siguiente fórmula se calcula la población futura a través del método geométrico:

$$Pd = Pa (1 + r)^t$$

Donde:

Pd = Población de diseño (hab.)

Pa = Población actual (hab.) = 5,140 hab

r = Tasa de crecimiento anual = 1.5%

t = Período de diseño (años) = 10 años

Para nuestro proyecto se tiene los siguientes resultados:

$$Pd = 5140x(1 + 1.5\%)^{10}$$

$$Pd = 5,966 \text{ habitantes}$$

3.3.3. Caudales de diseño encontrados.

3.3.3.1. Caudal Promedio (Qp).

$$Qp(lt/seg) = \frac{Poblacion \times Dotacion}{86400}$$

$$Qp(lt/seg) = \frac{5966 \times 120}{86400}$$

$$Qp(lt/seg) = 8.29 \text{ lt/seg}$$

3.3.3.2. Caudal máximo diario (Qmd).

$$Qmd = K1 \times Qp$$

$$Qmd = 1.3 \times 8.29 \text{ lt/seg}$$

$$Qmd = 10.77 \text{ lt/seg}$$

3.3.3.3. Caudal máximo horario (Qmh)

$$Q_{mh} = K2 \times Q_{md}$$
$$Q_{mh} = 1.8 \times 10.77 \text{ lt/seg}$$
$$Q_{md} = 19.39 \text{ lt/seg}$$

3.3.4. Volúmenes calculados.

3.3.4.1. Volumen de almacenamiento.

$$V_{almac} = V_{reg} + V_{CI} + V_{res.}$$
$$V_{almac} = 25\% \times 8.29 \times 86.4$$
$$V_{almac} = 179.006 \text{ m}^3$$

3.3.4.2. Volumen de reserva.

Adicionalmente se está considerando un volumen de reserva equivalente al 7% del caudal máximo diario, el cual es equivalente al suministro de agua por un tiempo de dos horas, en los casos de que se interrumpa la conducción del agua potable hacia los reservorios de almacenamiento.

$$V_r = 7\% \times 8.29 \times 86.4 \text{ m}^3$$
$$V_r = 12.53 \text{ m}^3$$

3.3.4.3. Volumen total:

$$V_t = V_{almacenamiento} + V_{reserva}$$
$$V_t = 179.06 + 12.53$$
$$V_t = 190 \text{ m}^3$$

Conclusión: este diseño es para comparar el volumen de la fuente de diseño de 10 años con la estructura existente en el centro poblado.

3.3.5. Cálculo del requerimiento mínimo del acuífero.

3.3.5.1. Caudal de bombeo.

$$Q_b = \frac{Q_{md} \times 24}{N}$$

Donde:

N = Número de Horas de Bombeo, consideramos para 18 horas de bombeo (N=18)





Qmd = Caudal Máximo Diario (Qmd = 10.77lt/seg)

$$Q_b = \frac{10.77 \times 24}{18}$$
$$Q_b = 14.36 \text{ lt/seg}$$

3.3.6. Evaluación de pozo existente en un radio de 500mm, del punto a perforar.

Se realizó el método de inventario de pozo, ya que a 500mm de radio se encontró evidencia de un pozo perforado con fines de lavado de fruta para la exportación que los agricultores de la zona.

Se logró identificar un pozo con las siguientes características:

-  Profundidad inicial: 30mm
-  Profundidad actual: 25mm
-  Diámetro del pozo: Ø8" pvc, CL 10
-  Nivel estático: 3mts

- ✚ Nivel dinámico: 6mts
- ✚ Bomba instalada a: 10mts
- ✚ Q(lts/seg) :12lts/seg

Características del equipo a usar:

- ✚ Motobomba de: 5.5hp
- ✚ Marca: honda
- ✚ Bomba de: Ø3"
- ✚ Hmax: 50mts
- ✚ Hmax: 30mts

Observamos que nuestro nivel freático esta solo a 3mts, que el pozo es pequeño y las condiciones de la instalación no son las adecuadas, pero muy a pesar de esto tiene un buen rendimiento y caudal.

Conclusiones:

- ✚ El pozo de buena calidad de agua.
- ✚ El caudal del acuífero para un buen diseño estará dentro del rango que necesita el C.P para abastecimiento de agua potable.
- ✚ Actualmente el pozo se encuentra limpio para que la bomba no tenga problemas de arenamiento.

3.3.7. Cálculo del diámetro de tubería de impulsión.

Debido a que la estructura de tubería de impulsión se diseñara con un periodo de diseño de 20 años entonces se tiene:

- ✚ Pa = Población actual (hab.) = 5,140 hab
- ✚ r = Tasa de crecimiento anual = 1.5%
- ✚ t = Período de diseño (años) = 20 años

Para nuestro proyecto se tiene los siguientes resultados:

$$Pd = 5,140 \times (1 + 1.5\%)^{20}$$

$$Pd = 6,923 \text{ habitantes}$$

3.3.7.1. Caudal Promedio (Qp).

$$Qp(lt/seg) = \frac{Poblacion \times Dotacion}{86400}$$

$$Qp(lt/seg) = \frac{6923 \times 120}{86400}$$

$$Qp(lt/seg) = 9.62 \text{ lt/seg}$$

3.3.7.2. Caudal máximo diario (Qmd).

$$\begin{aligned}Qmd &= K1 \times Qp \\Qmd &= 1.3 \times 9.62 \text{ lt/seg} \\Qmd &= 12.51 \text{ lt/seg}\end{aligned}$$

3.3.7.3. Caudal máximo horario (Qmh)

$$\begin{aligned}Qmh &= K2 \times Qmd \\Qmh &= 1.8 \times 12.51 \text{ lt/seg} \\Qmh &= 22.52 \text{ lt/seg}\end{aligned}$$

3.3.7.4. Caudal de bombeo (Qb).

$$\begin{aligned}Qb &= \frac{Qmd \times 24}{N} \\Qb &= \frac{12.51 \times 24}{18} \\Qb &= 16.68 \text{ lt/seg}\end{aligned}$$

3.3.7.5. Cálculo de potencia de bomba.

$$\begin{aligned}Pb &= \frac{Q \times H_t}{7.6 \times n} \\Pb &= \frac{16.68 \times 54.11}{7.6 \times 70\%} \\Pb &= 16.97 \text{ HP}\end{aligned}$$

3.3.7.6. Diámetro de tubería.

$$\begin{aligned}d &= K\sqrt{Q} \\d &= 12\sqrt{16.68} \\d &= 0.15\text{m} \approx 6 \text{ pulgadas}\end{aligned}$$

Donde:

D=Diámetro económico de la tubería, m.

K=Coefficiente de Bresse, de 0.9 a 1.5.

Q=Caudal de flujo en 3 m/s.

Calculamos también d mínimo, para una velocidad sea menor a 1.2m/s

$$\begin{aligned}V &= \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} \\d &= 0.13 \text{ cm}\end{aligned}$$

🚦 Conclusión: optamos por escoger el diámetro de 6 pulgadas según los cálculos realizados.

3.3.8. Cálculo de la altura dinámica total.

Se tiene los siguientes datos tomados de nuestro proyecto

🚦 CR = 72m. Cota de llegada del reservorio

🚦 CT = 62m. Cota de terreno

- ✚ NE = 3m. Nivel estático
- ✚ ND= 6m. Nivel dinámico
- ✚ Hg= 37m. Altura geométrica desde el nivel estático hasta el punto más alto de la línea de impulsión.
- ✚ A = 3m. Abatimiento (Nivel dinámico- Nivel estático)
- ✚ Ps = 3m. Presión de salida
- ✚ L = 1880m. longitud de recorrido
- ✚ C = 140 (p/s)^{0,5},

3.3.8.1. Calculamos la pérdida de cargas.

$$S_f = \sqrt[0.54]{\frac{Q}{0.2788 * C_H * d^{2.63}}}$$

$$S_f = 0.0059$$

- ✚ Pérdida de carga por longitud.

$$H_f = S_f * L$$

$$H_f = 0.0059 * 1880m$$

$$H_f = 11m$$

- ✚ Pérdida de carga local (Hlocal)

Es la perdida de carga en los accesorios se puede considerar a 10% de perdida por fricción

- ✚ Pérdida de carga por accesorios.

$$H_{fa} = 0.11m$$

- ✚ Altura dinámica total.

$$H_{dt} = H_g + A + P_s + H_f + H_{fa}$$

$$H_{dt} = 54.11m$$

3.3.9. Cálculo del golpe de Ariete.

- ✚ Módulo de elasticidad del agua.
K = 2200 Kg/cm²

- ✚ Módulo de elasticidad del material de la tubería.
E = 28100 Kg/cm²

- ✚ Espesor de la tubería.
e = 0.0053 m

- ✚ Diámetro exterior.
De = D + 2e
De = 0.163 m

- ✚ Velocidad de la onda de presión.
Vw = 289.95m/s

✚ Tiempo crítico .
 $T_c = 2 * L / V_w$
 $T_c = 12.9680 \text{ seg}$

✚ Velocidad media.
 $V = \frac{Q}{A}$
 $V = 0.91 \text{ m/s}$

✚ Aceleración de la gravedad.
 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

✚ Sobrepresión
 $h = 27.03 \text{ m}$

✚ Presión máxima.
 $P_{\max} = H_g + h$
 $P_{\max} = 64.03 \text{ m}$

Conclusión: Utilizamos una tubería de 6" CL 10

3.4. ASPECTOS ÉTICOS

Con respecto a la población informaremos acerca de los planes de desarrollo, tomando en cuenta los conocimientos de la comunidad local y sus prioridades, reflejando las respuestas recibidas de la comunidad, dando lugar a la participación comunitaria a través de conversaciones relativas a la identificación, la concepción, el análisis, la implementación, el control y la evaluación de los proyectos que los pueden afectar, considerando a la comunidad como gestora de su propio desarrollo.

Refiriéndonos a la elección de la fuente de agua, el nivel de servicio y la localización de las instalaciones de abastecimiento de agua son, en particular, decisiones en las cuales la comunidad puede participar ventajosamente. Con la finalidad que cada una de las familias beneficiarias del servicio de abastecimiento de agua potable conozca sus deberes y derechos, se ha establecido una serie de estatutos y reglamentos de la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS), aprobados en Asamblea General de socios.

3.4.1. Identificación de impactos.

Tenemos los siguientes aspectos éticos ante el medio ambiente con el fin de identificar los impactos que se generan ante la ejecución del proyecto. Para ello dividimos el proyecto en 3 etapas: etapa previa, etapa de construcción y etapa de operación y mantenimiento con el fin de mitigar y no afectar al medio ambiente.

3.4.1.1. Actividades previas a la construcción de la obra.

Comprende las actividades que son necesarias antes de iniciar la construcción de la obra. En esta fase se dan las actividades iniciales del proyecto y se presentan las primeras alteraciones del ambiente. Así se tiene:

✚ Estudios realizados en el área de influencia del proyecto.

3.4.1.2. Actividades durante la etapa de construcción.

Comprende las actividades necesarias para la adecuada disposición de las obras. La construcción de la obra: “Implementación de pozo subterráneo para mejorar el suministro de agua potable en el Centro Poblado de Mallaes” posee las siguientes actividades:

- ✚ Emplazamiento del obrador: Limpieza y preparación del terreno, desmontes y terraplenes, residuos, construcciones provisionales, acopio de materiales y movimiento y mantenimiento de maquinarias.
- ✚ Limpieza de vegetación en zonas de obras.
- ✚ Desmontes y terraplenes.
- ✚ Excavación de zanjas.
- ✚ Acopio de materiales de rellenos y excavaciones.
- ✚ Construcción de la línea de impulsión.
- ✚ Acopio de tuberías y colocación.
- ✚ Llenado y compactación de zanjas.
- ✚ Construcción de estación de bombeo.
- ✚ Construcción del pozo.

3.4.1.3. Actividades en la etapa final de la obra o etapa de operación y mantenimiento.

Para esta etapa se tienen las siguientes actividades:

- ✚ Funcionamiento de estación de bombeo.
- ✚ Suministro de agua potable.
- ✚ Trabajos de operación y mantenimiento del servicio instalado.

3.4.2. Acciones preventivas y acciones correctivas.

Las acciones preventivas tienen como objetivo plantear y establecer las medidas de carácter técnico, económico y social que eviten y/o mitiguen los impactos negativos previsibles que las actividades de construcción del proyecto podrían generar sobre los factores físicos, biológicos o sociales del ambiente.

3.4.2.1. En relación con el medio físico inerte - recursos hídricos superficiales y subterráneos.

- ✚ Se prohibirá el lavado de hormigoneras en zonas no autorizadas por la inspección de obra.
- ✚ Se evitará el acopio innecesario, o por prolongados períodos de tiempo, de áridos o suelo que produzca modificaciones en la normal circulación de aguas superficiales.
- ✚ Se prohibirá el lavado de vehículos, su mantenimiento o cambio de aceites y lubricantes en la zona de obra.

- ✚ Se prestará especial atención a la unión entre caños, ya sea de PVC o acero. La inspección de obra deberá exigir exhaustivamente las pruebas hidráulicas correspondientes.

3.4.2.2. En relación con el medio físico inerte - calidad del aire.

- ✚ Se deberá mantener un estricto y permanente control del sistema de carburación de equipos y vehículos de carga, con la finalidad de que la combustión sea la óptima, no incompleta y por consiguiente reducir las emisiones atmosféricas.
- ✚ Se deberá limitar al máximo la utilización de explosivos, debiendo estar su uso completamente justificado y autorizado por la inspección de obra.
- ✚ Durante la carga y descarga de suelos se deberá mantener a éstos en condiciones húmedas mediante el aporte de agua en forma manual con mangueras o rociadores.
- ✚ Para evitar los efectos de polvo, los volquetes deberán contar con cobertores de lona para evitar el escape de polvo hacia la atmósfera cuando se estén transportando materiales.

3.4.2.3. En relación con el medio físico inerte - contaminación sonora.

- ✚ Optimizar el tránsito de vehículos con la finalidad de disminuir el movimiento de éstos, evitando horas innecesarias de circulación.
- ✚ Mantener en perfecto estado de mantenimiento el sistema de bombas de la estación de impulsión.
- ✚ De ser necesario trabajos de voladura de roca, se deberá verificar en forma permanente la utilización de elementos de protección de auditiva por parte del personal de obra.
- ✚ Se deberá consensuar con la población un horario de trabajo que no perturbe la vida del entorno.

3.4.2.4. En relación con el medio físico inerte – suelo.

- ✚ Controlar adecuadamente el acopio de residuos sólidos.
- ✚ Los ejecutores deberán disponer de contenedores cerrados para el almacenado de residuos sólidos hasta que la Municipalidad de Marcavelica efectúe su traslado.
- ✚ Todas las partidas que involucren movimiento de tierras deberán considerar el factor ambiental en su ejecución tratando de evitar comprometer la estabilidad de los suelos aledaños a las estructuras pues conllevaría a la erosión de los mismos.
- ✚ Se deberá extraer la cubierta vegetal solamente en los lugares en donde sea necesario. En caso de deterioro severo de grandes áreas, los ejecutores deberán efectuar la reposición correspondiente con especies nativas.
- ✚ Los materiales gruesos y escombros deberán cubrirse con suelos finos que permitan formar superficies parejas para poder recubrir con suelo orgánico y vegetación.

3.4.2.5. En relación con el medio físico biótico-flora.

- ✚ En zonas críticas, se deberán restablecer las especies que han debido ser erradicadas para la ejecución de la obra.

- ✚ En lo posible, se tratará de evitar el corte de forestales. Caso contrario, deberá preverse un factor de reposición de dos por uno.
- ✚ Si se tiene la necesidad de realizar cortes y tala de árboles en la etapa de construcción. La tala y corte de vegetación arbórea deberá ser hecha en coordinación con las autoridades competentes del Ministerio de Agricultura, Ley Forestal y Fauna Silvestre (Decreto Ley N° 21147 del 13-05-75). Ésta señala que este Ministerio es el encargado de regular y controlar la conservación de las especies y el desbroce y limpieza en zonas no boscosas, además da pautas de cómo debe hacerse el trabajo en sectores donde no son los árboles la flora dominante. El Ministerio de Agricultura indicará el destino final de los restos de estas talas. No debe permitirse corte de vegetación mayor a la requerida.

3.4.2.6. En relación con el medio físico biótico-fauna

- ✚ Se deberán minimizar los trabajos que efectúen ruidos y vibraciones que impacten a la fauna local. Cabe destacar que el impacto negativo que pudiera llegar a causar la obra a la fauna del lugar será mitigado a través de la alta capacidad de adaptación que posee la fauna existente de la zona, al estar conviviendo con la población.

3.4.2.7. En relación con el medio físico perceptual – paisaje.

- ✚ La mitigación del impacto ocasionado por alteración de la estructura paisajística producto de la construcción del sistema de agua potable y la disposición de materiales.
- ✚ Excedentes en los depósitos, implica tomar medidas que tiendan a no incrementar los cambios en el paisaje.
- ✚ Para mitigar los efectos del cambio de la estructura paisajística se deberá respetar lo dispuesto en las especificaciones técnicas referidas a la topografía, secciones transversales y límites de limpieza, así como los volúmenes de excavación y relleno y la adecuada disposición del material excedente en los depósitos señalados. Por ningún motivo se permitirá que los materiales de desecho se incorporen en los terraplenes y, mucho menos, disponerlos a la vista en las zonas reservadas para las estructuras, predios agrícolas, rurales, lechos de río, quebradas; debiendo ser transportados a los lugares asignados como depósitos de materiales excedentes.

3.4.2.8. En relación con el factor población - salud y seguridad.

- ✚ Implementar programas de educación sanitaria y participación comunitaria con el propósito de hacer un adecuado uso del sistema de abastecimiento de agua potable, evitando así tener problemas de contaminación del agua o fallas en la operación del sistema.

3.4.2.9. En relación con el factor población - ocupación laboral.

- ✚ Formar una Junta para administrar el sistema de abastecimiento distribuyendo responsabilidades y ocupaciones en la operación y mantenimiento del sistema de agua.

3.4.2.10. En relación con el factor población - interacciones sociales.

- ✚ Explicar a la población acerca de las actividades a desarrollarse y de la importancia de su cooperación en el desarrollo de las mismas.
- ✚ Organizarse en juntas con el propósito de manifestar sus opiniones y coordinar todos aquellos aspectos que ayuden al desarrollo y sostenibilidad del proyecto.

- Consultar con la población acerca de aspectos que puedan generar conflictos entre ellos mismos como la ubicación de los puntos de agua, cuidado y limpieza de piletas.

IV. RESULTADO Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS

El Centro Poblado de Mallares cuenta actualmente con 5140 habitantes, para esta cantidad de habitantes se le consideró una dotación de 120 l/hab/día.

- Teniendo como base estos datos se calculó el diseño de este proyecto para el equipo de bombeo, considerando una población futura de 5966 habitantes con un periodo de diseño de 10 años, con una tasa de crecimiento anual del 1.5%. se obtuvo los siguientes resultados: **(Tabla 4.1- 4.2-4.3)**

Tabla 4.1. Caudales para un periodo de diseño de 10 años.

Tipo de caudal	Q(lt/seg)
Caudal promedio.	$Q_p = 8.29 \text{ lt/seg}$
Caudal máximo diario.	$Q_{md} = 10.77 \text{ lt/seg}$
Caudal máximo horario.	$Q_{mh} = 19.39 \text{ lt/seg}$

Fuente: Cálculos realizados por los tesistas.

Tabla 4.2. Volúmenes para un periodo de diseño de 10 años.

Tipo de volumen	V (m ³)
Volumen de almacenamiento.	$V_{\text{almac}} = 179.006 \text{ m}^3$
Volumen de reserva.	$V_r = 12.53 \text{ m}^3$
Volumen total	$V_t = 190 \text{ m}^3$

Fuente: Cálculos realizados por los tesistas.

Tabla 4.3. Caudal del acuífero para un periodo de diseño de 10 años.

Tipo de caudal	Q(lt/seg)
Caudal de bombeo (t=18h)	$Q_b = 14.36 \text{ lt/seg}$

Fuente: Cálculos realizados por los tesistas.

- Características de la evaluación de pozo existente en un radio de 500 mm, del punto a perforar **(Tabla 4.4)** y del equipo de bombeo a utilizar **(Tabla 4.5)** con una población actual de 5140 habitantes.

Tabla 4.4. Características identificadas del pozo existente

Características	Dimensiones
Profundidad actual	25mm.
Diámetro del pozo	Ø8" PVC, CL 10
Nivel estático	3m.
Nivel dinámico	6m.
Bomba instalada a	10m.
Caudal	$Q = 14.36 \text{ lt/seg}$

Fuente: Datos encontrados in situ del pozo existente.

Tabla 4.5 Características del equipo de bombeo

Características	Dimensiones
Motobomba.	5.5 hp.
Marca.	Honda.
Diámetro.	Ø3"
Altura máxima.	50m.
Altura mínima.	30m.

Fuente: Datos encontrados en situ del pozo existente.

✚ La tubería de impulsión será de un diámetro máximo de Ø6" CL 10 teniendo en cuenta los cálculos del golpe de ariete ((**Tabla 4.6**) y un diámetro mínimo de Ø0.13m siempre y cuando se presente una velocidad menor a 1.2 m/s. En ella se aplicarán los siguientes caudales, usando una bomba de potencia de 16.97 HP y considerando una población futura de 6923 habitantes con un periodo de diseño de 20 años y una tasa de crecimiento anual del 1.5%, recomendado por ser el más adecuado, ya que conjuga la duración de las obras de captación, fuentes de abastecimiento, pozos, planta de tratamiento de agua potable (reservorio), tubería de conducción, impulsión y distribución. Con estos datos se ha calculado una población futura de diseño al año 2039, de 6923 habitantes.

✚ Para la cual se obtuvo los siguientes resultados: (**Tabla 4.7**).

Tabla 4.6 Cálculos del golpe de Ariete, para un periodo de diseño de 20 años

Denominación	Dimensión
Módulo de elasticidad del agua.	$K = 2200 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del material de la tubería.	$E = 28100 \text{ Kg/cm}^2$
Espesor de la tubería.	$e = 0.0053 \text{ m}$
Diámetro exterior de la tubería.	$De = 0.163 \text{ m}$
Velocidad de la onda de presión.	$Vw = 289.95 \text{ m/s}$
Tiempo crítico.	$Tc = 12.9680 \text{ seg}$
Velocidad media.	$V = 0.91 \text{ m/s}$
Aceleración de la gravedad.	$g = 9.81 \text{ m/s}^2$
Sobrepresión.	$h = 27.03 \text{ m}$
Presión máxima.	$P_{\text{max}} = 64.03 \text{ m}$

Fuente: Cálculos realizados por los tesistas.

Tabla 4.7 Caudales de la tubería de impulsión, para un periodo de diseño de 20 años.

Tipo de caudal	Q(lt/seg)
Caudal promedio.	$Qp = 9.62 \text{ lt/seg}$
Caudal máximo diario.	$Qmd = 12.51 \text{ lt/seg}$
Caudal máximo horario.	$Qmh = 22.52 \text{ lt/seg}$
Caudal de bombeo	$Qb = 16.68 \text{ lt/seg}$

Fuente: Cálculos realizados por los tesistas.

✚ Se usará una altura dinámica de 54.11m, con una pérdida de carga por longitud de 11m y una pérdida de carga local de 0.11m considerando una pérdida de carga por accesorios del 10% de perdida por fricción.

4.2. DISCUSIÓN

- a)** Observamos que, al diseñar programas de obras para zonas rurales, de manera adecuadas a su entorno, que sean económicas, sencillas y prácticas de operar y conservar, en las cuales se aplique en su mayor parte la tecnología rural, se puede asegurar que el nivel de abastecimiento de agua potable en comunidades rurales será de manera beneficioso para los pobladores, reduciendo así la carencia del suministro básico de agua potable.
- b)** También con el estudio se logrará que se abra una brecha hacia la realización de estudios y proyectos similares, en zonas parecidas al centro poblado, dando alternativas nuevas para el abastecimiento autónomo de cada pueblo que lo requiera teniendo in situ la fuente principal de agua.
- c)** Al encontrar nuevas formas de mejorar el sistema actual de abastecimiento de agua potable, mejorará la calidad de vida de los pobladores beneficiarios reduciendo las probabilidades de presentar enfermedades que afectan al beneficiario, además que habrá una mejora en su economía al reducir gastos por la compra y traslado de este recurso.
- d)** Es evidente que una población que cuenta con un adecuado suministro de agua potable, tendrá un beneficio potencial y determinante de éxito, mejorando el cuidado de la salud, la superación de la pobreza, la dignidad humana, el desarrollo económico y la protección del medio ambiente, permitiéndoles consolidar las actividades principales básicas, que aseguran así el desarrollo económico y el crecimiento de la población del Centro Poblado de Mallares.
- e)** Se concluye que el impacto al desarrollar este tipo de obras, es positivo porque contribuye a mejorar la calidad de vida de los habitantes de la zona y salvaguardar la calidad de los recursos naturales.

V. CONCLUSIONES

- A. En el presente trabajo de investigación se ha desarrollado un método para el diseño de los elementos principales del sistema de abastecimiento de agua potable en el Centro Poblado de Mallares, mejorando el abastecimiento de agua potable mediante la implementación de un pozo subterráneo, empleándose una tecnología apropiada para las condiciones climatológicas locales, consecuente con el medio ambiente.

✚ Para efectos del diseño del sistema proyectado se cuenta con:

- Datos de cantidad de población, tomados en base a datos proporcionados por la municipalidad de Marcavelica y el Directorio Nacional de Centros Poblados del Censo Nacional 2017 – INEI, que dan una población conformada por 1584 viviendas con una densidad poblacional de 3.2 habitantes por vivienda, resultando una población total de 5140 habitantes al año 2008.
- Una tasa de crecimiento anual asumida de 1.5% (según INEI), por ser este valor compatible con lo establecido en las normas de diseño para proyectos de agua potable en zonas rurales.
- Un período de diseño asumido de 20 años, recomendado por ser el más adecuado, ya que conjuga la duración de las obras de captación, fuentes de abastecimiento, pozos, planta de tratamiento de agua potable (reservorio), tubería de conducción, impulsión y distribución. Con estos datos se ha calculado una población futura de diseño al año 2039, de 6923 habitantes.

✚ Para los poblados en estudio se ha adoptado una dotación de 120 lt/hab/día, por ser un criterio de diseño razonable en sistemas de abastecimiento de agua.

- Para programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m². En relación a las variaciones de demanda de agua potable, se han utilizado los siguientes factores o coeficientes de variación diaria (K1= 1.3) y horaria (K2= 1.8)
- Con estos coeficientes, se han obtenido los siguientes caudales de diseño para el sistema de abastecimiento de agua potable:

Caudal promedio diario: 9.62 l/s
Caudal máximo diario: 12.51 l/s
Caudal máximo horario: 22.52 l/s.

- B. Para la fuente de abastecimiento de agua potable para el Centro Poblado de Mallares. Se identificó el acuífero, aplicando prospección de agua subterránea, estimando con mapas geológicos y/o inventario de pozos y puntos de agua cercanos y en base a ello, y a criterios sanitarios, económicos y técnicos, se pudo determinar de manera general que la fuente subterránea del acuífero del río Chira, es la más confiable y segura como fuente de captación de agua del proyecto.
- C. Las principales estructuras de la Línea de Impulsión de agua potable con las que contará el sistema de abastecimiento de agua proyectado serán de un diámetro máximo de Ø6" CL 10 teniendo en cuenta los cálculos del golpe de ariete y un diámetro mínimo de Ø 0.13m siempre y cuando se presente una velocidad menor a 1.2 m/s con una longitud de 880 m del punto de captación (pozo) hasta el reservorio elevado de Mallares.
- D. El caudal de bombeo que será conducido a través de la línea de impulsión es de 16.68 L/s y la velocidad del flujo a través de la tubería es de 0.91m/s, con una bomba de potencia de 16.97 HP.

VI. RECOMENDACIONES.

- A. Es recomendable el uso de un solo grifo por no más de 30 personas. Además, todos los sistemas a instalarse funcionen bajo el cuidado de sus pobladores, para que así necesiten poco mantenimiento y el costo de ajuste sea muy bajo.
- B. Las actitudes responsables de los pobladores para afrontar el mantenimiento de los equipos se realicen a través de programas de educación sanitaria y sensibilización, que con especial énfasis se hace con las madres y líderes de la localidad, ya que la mujer será la encargada de hacer un efecto multiplicador de la información impartida. Además, su participación también será útil para verificar la transmisión de buenas prácticas de salud e higiene a su familia y comunidad.
- C. Se recomienda además que se sigan realizando investigaciones y evaluaciones en zonas aledañas, para que así puedan ayudaron a determinar parámetros de diseño tales como caudales, dotaciones, tasa de crecimiento, entre otros, que permitan diseñar un sistema técnicamente eficiente y sostenible en el tiempo, manejado por las mismas comunidades beneficiarias.
- D. Por otro lado, al realizar mayores estudios y evaluaciones de sistemas de abastecimiento de agua potable en las diferentes zonas rurales, permitirá obtener otros parámetros (variaciones de consumo) y particularidad de técnicas, que permitan el diseño más realista de futuros sistemas en estas zonas.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aricoché, M. M. (Abril de 2012). Sistema de Abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones. *Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil*. Piura, Piura, Perú: Repositorio institucional PIRHURA-Universidad de Piura.
- Collazos Caraballo, M. P., & Montaña Xavier, J. (2012). *Manual de aguas subterráneas*. Montevideo : Denad Internacional S.A.
- Gálvez, D. J. (2011). Cartilla Técnica: Aguas Subterráneas- Acuíferos. *Foro Peruano para el Agua- GWP Per*, (págs. 5-44).
- Reyes, Y. M. (Enero de 2015). Correlación de las aguas subterráneas con el ámbito urbano de Piura. *Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil*. Piura, Piura, Peru: Repositorio institucional PIRHURA-Universidad de Piura.
- Trisolini, I. E. (2009). *Manual de Proyectos de Agua Potable en Poblaciones Rurales*. Lima.
- Vélez Otálvaro, M. V. (2011). *Hidráulica de aguas Subterráneas* (Tercera ed.). Colombia: Todograficas Ltda.

ANEXOS

Anexo 01. Vista de planta de la línea de impulsión.



Imagen Anexo 01. Línea de impulsión del proyecto.

Fuente: Disponible en: www.google.earth [accesado el 26 de febrero de 2019]

Anexo 02. Plano topográfico de la línea de impulsión.

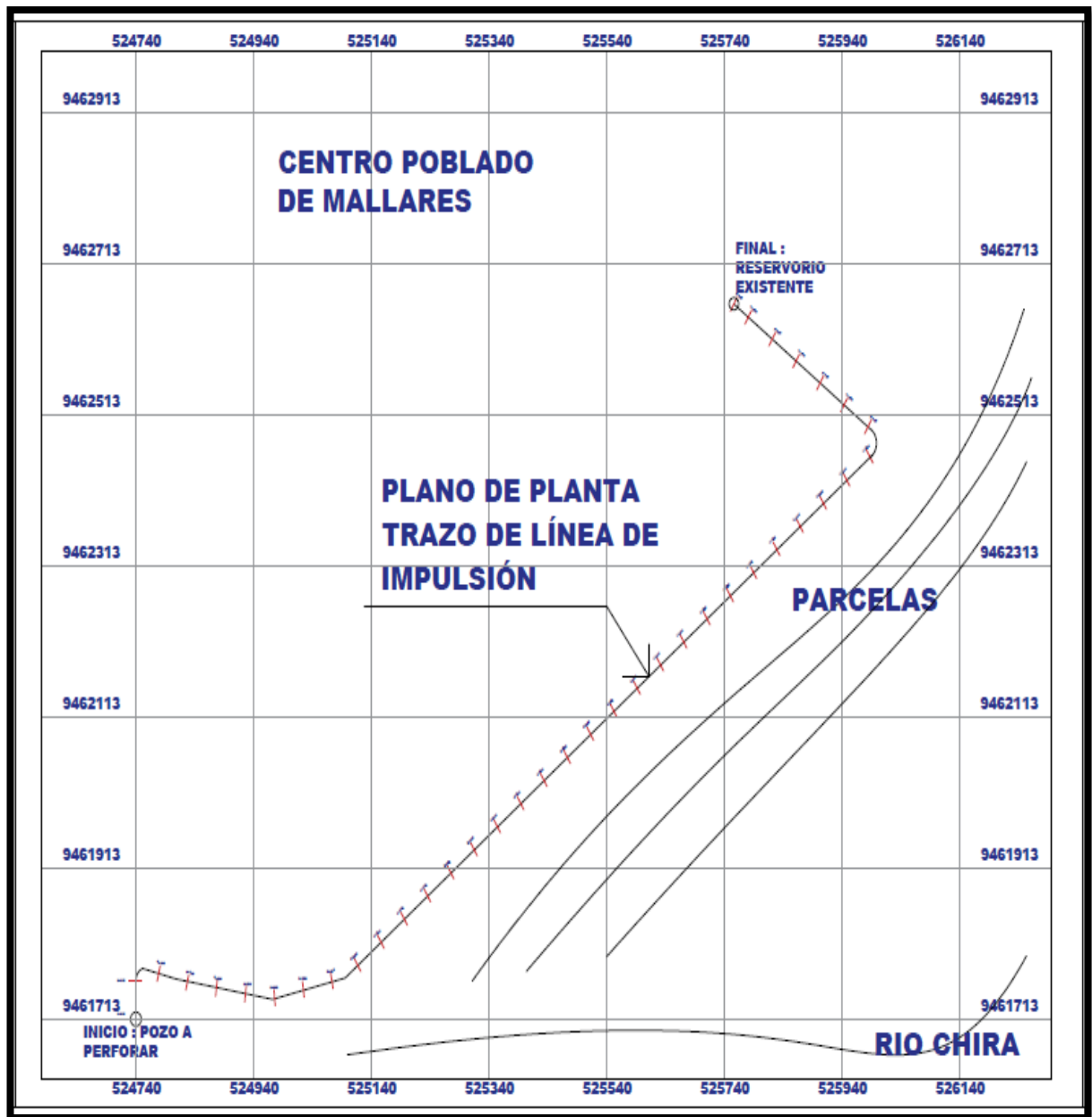


Imagen Anexo 02. Topografía realizada en campo de la línea de impulsión

Fuente: Levantamiento topográfico desde el punto del pozo a perforar hacia el punto del reservorio existente. Elaboración propia